



Gustavo Emanuel Cravinho Rei

Licenciado em Engenharia Civil

Cálculo de forças em lajes sujeitas à ação da agitação marítima

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Perfil Construção

Orientadora: Maria da Graça Reis e Silva de Oliveira e Neves, Pro-
fessora Doutora, FCT/LNEC,

Co-orientador: Eric Didier, Professor Doutor, FCT-UNIDEMI/LNEC

Júri

Presidente: Rui A. L. B. Micaelo, Professor Doutor, FCT-UNL

Arguente: Luís Miguel Chagas Costa Gil, Professor Doutor, FCT-UNL

Vogal: Maria da Graça Reis de Oliveira e Neves, Professora Doutora, FCT/LNEC



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio, 2017

Cálculo de forças em lajes sujeitas à ação da agitação marítima

Copyright © Gustavo Emanuel Cravinho Rei, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer à Professora Doutora Maria da Graça Reis e Silva de Oliveira Neves e Professor Eric Didier pelos conhecimentos transmitidos e me terem orientado sempre durante a realização deste trabalho, estando sempre disponíveis para me ajudar ao longo desta etapa da minha vida académica. Quando me sentia um pouco perdido e com dificuldades tive sempre palavras de confiança, boa disposição e os impulsos certos para continuar no rumo certo. Considero mesmo que tive muita sorte em trabalhar sob as orientações de pessoas tão pedagógicas, simpáticas, organizados, profissionais e trabalhadoras, vocês são, sem dúvida nenhuma, um exemplo que pretendo seguir na minha vida profissional.

Quero agradecer à minha família, em especial aos meus pais que sempre me ajudaram e ajudam quando preciso. Sou um felizardo por vos ter e nada disto seria possível sem vocês nos bastidores. Abraços apertados.

Tenho ainda de citar e fazer um agradecimento especial aos meus colegas e amigos: Pedro Vilão, Pedro Sousa, Cristina Batista e Fernando Oliveira que me acompanharam mais e ajudaram ao longo do meu percurso na FCT/UNL. Partilhámos muitos momentos de trabalho árduo, mas também momentos de grande diversão. Obrigado pela partilha de conhecimentos, paciência e amizade. Para mim, vocês são um exemplo a seguir. Aos meus colegas de casa, André Correia e Pedro Simão, obrigado pela amizade e companheirismo, não podia ter tido colegas melhores. Apesar de aqui não referir os nomes com receio de me esquecer de alguém, vocês sabem quem são e a estima que vos tenho, quero agradecer também a todos os restantes colegas e amigos que conheci na FCT/UNL pelos bons momentos que passámos e que seguramente iremos continuar a passar. Um abraço forte a todos vocês.

Gostaria também de agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelas instalações e meios fornecidos para poder fazer este trabalho e pela simpatia das pessoas que encontrei ao longo do tempo em que aqui estive.

Quero deixar uma palavra aos meus amigos de infância e aos que me são mais próximos. Apesar da distância e dos diferentes rumos que seguimos nunca vos esqueço. Vocês são fantásticos e eu sou um privilegiado em vos conhecer.

Quero ainda agradecer a todos os professores do departamento de engenharia civil da FCT/UNL, por todos os conhecimentos transmitidos, conselhos e motivação. Um abraço especial: aos funcionários da loja de conveniência 'Mininova' por estarem sempre bem-dispostos e saberem receber tão bem os clientes, às senhoras da cafetaria 'Girassol' e ainda às funcionárias da cantina pela simpatia com que sempre me receberam. A todas as pessoas que contribuem para o funcionamento da FCT/UNL, o meu sincero obrigado e continuem a trabalhar assim para o sucesso desta excelente universidade.

Por fim, agradeço às pessoas que vão ler esta dissertação. Espero sinceramente que seja fácil de compreender e objetiva. Oxalá vos seja útil e ajude a retirar quaisquer informações que necessitem.

Resumo

Na presente dissertação estudam-se as forças atuantes em lajes que estão sujeitas à ação da agitação marítima e cuja determinação é importante para efeitos do seu dimensionamento. Em particular, analisam-se as formulações existentes para calcular forças em pontes-cais localizadas junto à costa, de fácil e rápida utilização, para aplicação em fase de estudo prévio destas estruturas, referindo os seus limites de aplicação. Da revisão bibliográfica das formulações existentes é possível concluir que existem poucos estudos que consideram as forças verticais atuantes em estruturas marítimas cuja largura da laje é comparável ao comprimento de onda incidente. A maior parte dos estudos efetuados incide em estruturas situadas em grandes profundidades e desprovidas de proteção, nomeadamente em plataformas *offshore*. Existem, no entanto, alguns estudos mais recentes efetuados em estruturas marítimas tais como pontes, em águas pouco profundas, e que recorrem também à modelação numérica bidimensional.

O presente caso de estudo é uma ponte-cais para atraque de navios localizada em pequenas profundidades. Para este caso foram definidas sete secções transversais da ponte-cais com características geométricas e profundidades diferentes. As forças foram calculadas, para cada uma destas secções, através das formulações aplicáveis às condições em estudo, considerando a agitação incidindo perpendicularmente à estrutura. Foram ainda calculadas as forças utilizando o modelo numérico bidimensional IH-2VOF, que resolve as equações de Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS) com superfície livre. Para a aplicação do modelo foi feito inicialmente um estudo de convergência com a malha e após a escolha da discretização da malha mais indicada procedeu-se ao cálculo das forças nas diferentes secções tipo da estrutura em estudo. Dos resultados do cálculo das forças com o modelo IH-2VOF e consequente comparação com os resultados das fórmulas foi possível concluir que se obtêm forças máximas, verticais e horizontais, na secção onde a profundidade é maior com ambos os métodos de cálculo. Tanto as fórmulas como o modelo IH-2VOF apresentam variação das forças com as mesmas tendências ao longo da estrutura, sendo as forças verticais máximas, em geral, significativamente superiores às forças horizontais máximas. As fórmulas de McPherson e AASHTO são as que, em geral, mais se aproximam dos resultados do IH-2VOF em termos de forças verticais máximas e a de Douglass às forças horizontais, e apresentam a mesma tendência global ao longo das diferentes secções, com diferenças médias na ordem dos 20-30%.

Palavras-chave: lajes, pontes-cais, forças, IH-2VOF, fórmulas empíricas

Abstract

This work studies wave induced loads on decks, important factor for the design of this kind of maritime structures. In particular, the existing easy and quick-to-use formulations for the calculation of loads in open piled jetties located at coastal areas are studied and their limits of application are analyzed. From the literature review of the existing formulations it is possible to conclude that, in general, there are few studies that consider vertical forces acting in maritime structures such as piled jetties whose decks width is comparable to the incident wavelength. Most of the studies conducted focus on structures located at deep water depths and devoid of protection, particularly on offshore platforms. There are, however, some more recent studies in marine structures such as bridges located in shallow waters that also used bi-dimensional numerical modeling.

The present case study is a piled jetty located at small water depths for docking of ships. The structure has seven cross sections with different geometric characteristics and depth. The forces were calculated for each of these sections, through formulations applicable for the study conditions, considering waves acting perpendicular to the structure, and were compared with those obtained using the bi-dimensional numerical model IH-2VOF, which solves the Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS) equations with free surface. For the application of the model a convergence study with the mesh was done. After the choose of the best mesh to be used the forces were calculated in the different sections of the structure. From the forces obtained with the IH-2VOF model and with the formulas it was possible to conclude that the maximum of vertical and horizontal forces, are obtained for the deeper section. Both the formulas and the IH-2VOF model present forces varying with the same trends along the structure, with the maximum vertical forces being generally significantly higher than the maximum horizontal forces. McPherson and AASHTO formulas are those that generally agreement with the results of the IH-2VOF in terms of maximum vertical forces and Douglass appears to better estimate the horizontal forces. They also present the same overall trend throughout the different sections, with differences averages of around 20-30%.

Keywords: decks, piled jetties, forces, IH-2VOF, formula

Índice

Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas	xvii
Lista de Símbolos	xix
Abreviaturas	xxiii
1 Introdução	1
1.1 Motivação e enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos e metodologias	1
1.3 Estrutura e plano da dissertação	2
2 Fórmulas existentes para o cálculo de forças em lajes	3
2.1 Fórmulas para o cálculo de forças em elementos horizontais de estruturas marítimas	3
2.2 Formulação Denson de 1978 e 1980	4
2.3 Formulação Kaplan de 1992 e 1995	6
2.4 Formulação Suchitra e Koola de 1995	7
2.5 Formulação Bea et al. de 1999	8
2.6 Formulação Overbeek e Klabbers de 2001	10
2.7 Formulação McConnell et al. de 2004	11
2.8 Formulação USACE de 2006	15
2.9 Formulação Douglass et al. de 2006	16
2.10 Formulação de McPherson de 2008	19
2.11 Formulação de AASHTO de 2008	21
2.12 Formulação de Marin de 2009	26
2.13 Resumo das fórmulas existentes	28
3 Modelo Numérico IH-2VOF	31
3.1 Descrição do modelo	31
3.2 Discretização do domínio	33
3.3 Ficheiro de entrada	35
3.4 Ficheiro de saída	36
4 Caso de estudo	37
4.1 Breve descrição do caso de estudo	37

5	Aplicação das fórmulas ao cálculo de forças em pontes-cais	41
5.1	Considerações gerais	41
5.2	Aplicação das fórmulas ao cálculo das forças nas secções transversais	41
6	Aplicação da modelação numérica ao cálculo de forças em pontes-cais	49
6.1	Considerações gerais	49
6.2	Estudo de convergência com a malha	49
6.3	Aplicação do modelo nas secções transversais	61
6.3.1	SECÇÃO 1	63
6.3.2	SECÇÃO 2	67
6.3.3	SECÇÃO 3	71
6.3.4	SECÇÃO 4	75
6.3.5	SECÇÃO 5	79
6.3.6	SECÇÃO 6	83
6.4	Comparação dos resultados do IH-2VOF e as fórmulas	87
7	Conclusões	91
8	Bibliografia	93
	Bibliografia	95
A	Secções transversais do caso de estudo	97
B	Empolamento e refracção	101
C	Fórmulas - Cálculos	103

Lista de Figuras

2.1	Forças em tabuleiros de pontes	3
2.2	Relação força-tempo na laje de uma plataforma	4
2.3	Definição das forças básicas	12
2.4	Esquema da geometria da estrutura ensaiada	14
2.5	Definição dos parâmetros de forças	14
2.6	Esquema dos parâmetros do método de Douglass	18
2.7	Diagrama de forças verticais de McPherson	20
2.8	Diagrama de forças horizontais de McPherson	21
2.9	Caso I (adaptado de <i>AASHTO</i>)	22
2.10	Nomenclatura usada nas equações <i>AASHTO</i>	23
2.11	Caso II (adaptado de <i>AASHTO</i>)	25
2.12	Caso III (adaptado de <i>AASHTO</i>)	25
3.1	Discretização do domínio do fluido	31
3.2	Esquema dos tipos de células interpretados pelo VOF.	32
3.3	Domínio numérico definido no CORAL.	33
3.4	Exemplo do domínio computacional no IH-2VOF.	35
4.1	Batimetria e localização da Ponte-Cais	37
4.2	Planta da Ponte-Cais e identificação numérica dos cortes transversais e longitudinal e das respectivas zonas.	38
4.3	Corte 8 Longitudinal da Ponte-Cais e identificação por zonas.	38
4.4	Vista geral em 3D da Ponte-Cais	38
4.5	Várias vistas em 3D da Ponte-cais.	39
4.6	Secção transversal 6 da Ponte-Cais	39
5.1	Forças obtidas com a aplicação das fórmulas para a SECÇÃO 6, com a condição de agitação OND_2	42
5.2	Forças na SECÇÃO 1 para todas as fórmulas.	43
5.3	Força horizontal e vertical nas SECÇÕES 1 a 7 usando a fórmula de <i>Douglass</i>	44
5.4	Forças verticais nas SECÇÕES 1 a 7 usando a fórmula de <i>AASHTO</i>	45
5.5	Forças verticais em todas as secções para todas as fórmulas.	46
5.6	Forças horizontais em todas as secções para todas as fórmulas.	46
6.1	Seleção da teoria de onda (adaptado de Sarpkaya and Isaacson 1981).	50

6.2	Domínio de cálculo numérico na SECÇÃO 6.	51
6.3	Verificação da qualidade da malha MI no CORAL.	51
6.4	Localização das 16 sondas no modelo IH-2VOF na SECÇÃO 6.	52
6.5	Elevação da superfície livre em função do tempo na SONDA 3 para as 4 malhas . . .	52
6.6	Elevação da superfície livre em função do tempo na SONDA 6 para as 4 malhas . . .	53
6.7	Elevação da superfície livre em função do tempo na SONDA 10 para as 4 malhas . .	53
6.8	Elevação da superfície livre em função do tempo na SONDA 14 para as 4 malhas . .	53
6.9	RMSE para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas	55
6.10	Representação gráfica do ic para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas	56
6.11	Espetro da onda nas sondas 3, 6, 10 e 14 para a malha MG.	57
6.12	Espetro da onda nas sondas 3, 6, 10 e 14 para a malha MSG.	57
6.13	Forças verticais na SECÇÃO 6.	58
6.14	Forças horizontais na SECÇÃO 6.	58
6.15	Forças médias verticais na base da estrutura para as 4 malhas.	59
6.16	Séries temporais das forças verticais e força total na base da estrutura.	59
6.17	Forças médias horizontais e totais na face lateral da estrutura para as 4 malhas. . . .	60
6.18	Tempo de cálculo nas diferentes malhas.	61
6.19	Rebentação da onda junto ao batedor	62
6.20	Ajuste do fundo do canal para a modelação da SECÇÃO 6.	62
6.21	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19.	65
6.22	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 19 na SECÇÃO 1.	65
6.23	Forças verticais na SECÇÃO 1.	66
6.24	Forças horizontais na SECÇÃO 1.	66
6.25	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	66
6.26	Interação da onda com a estrutura.	67
6.27	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19.	69
6.28	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 19 na SECÇÃO 2.	69
6.29	Forças verticais na SECÇÃO 2.	70
6.30	Forças horizontais na SECÇÃO 2.	70
6.31	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	70
6.32	Interação da onda com a estrutura.	71
6.33	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 14.	73
6.34	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 14 na SECÇÃO 3.	73
6.35	Forças verticais na SECÇÃO 3.	74
6.36	Forças horizontais na SECÇÃO 3.	74
6.37	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	74
6.38	Interação da onda com a estrutura.	75
6.39	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 16.	77
6.40	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 16 na SECÇÃO 4.	77
6.41	Forças verticais na SECÇÃO 4.	78
6.42	Forças horizontais na SECÇÃO 4.	78
6.43	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	78
6.44	Interação da onda com a estrutura.	79

6.45	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 17.	81
6.46	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 17 na SECÇÃO 5.	81
6.47	Forças verticais na SECÇÃO 5.	82
6.48	Forças horizontais na SECÇÃO 5.	82
6.49	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	82
6.50	Interação da onda com a estrutura.	83
6.51	Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 14.	85
6.52	Espetro da onda nas SONDAS 3, 6 e 14 na SECÇÃO 6.	85
6.53	Forças verticais na SECÇÃO 6.	86
6.54	Forças horizontais na SECÇÃO 6.	86
6.55	Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.	86
6.56	Interação da onda com a estrutura.	87
6.57	Forças verticais máximas ($F_z \text{ máx}$, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.	89
6.58	Forças horizontais máximas ($F_y \text{ máx}$, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.	90
A.1	Secção transversal 1 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	97
A.2	Secção transversal 2 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	97
A.3	Secção transversal 3 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	97
A.4	Secção transversal 4 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	98
A.5	Secção transversal 5 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	98
A.6	Secção transversal 6 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	98
A.7	Secção transversal 7 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.	99
B.1	OND_1 – Estado Limite de Serviço, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 0.80m no ponto PS8.	101
B.2	OND_1 – Estado Limite de Serviço, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 1.44m no ponto PS8.	101
B.3	OND_2 – Estado Limite Último, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 3.8m no ponto PS8.	102
B.4	OND_2 – Estado Limite Último, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 6.85m no ponto PS8.	102
C.1	Coeficientes constantes da fórmula de <i>Douglass</i>	103
C.2	Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de <i>Douglass</i>	103
C.3	Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de <i>Douglass</i>	104
C.4	Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de <i>Douglass</i>	105
C.5	Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de <i>Douglass</i>	106
C.6	Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de <i>Douglass</i>	107
C.7	Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de <i>Douglass</i>	108
C.8	Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de <i>Douglass</i>	109
C.9	Coeficientes constantes da fórmula de <i>McPherson</i>	109
C.10	Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de <i>McPherson</i>	110
C.11	Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de <i>McPherson</i>	111
C.12	Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de <i>McPherson</i>	112

C.13 Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de <i>McPherson</i>	113
C.14 Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de <i>McPherson</i>	114
C.15 Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de <i>McPherson</i>	115
C.16 Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de <i>McPherson</i>	116
C.17 Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de <i>McConnell</i>	117
C.18 Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de <i>McConnell</i>	118
C.19 Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de <i>McConnell</i>	119
C.20 Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de <i>McConnell</i>	120
C.21 Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de <i>McConnell</i>	121
C.22 Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de <i>McConnell</i>	122
C.23 Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de <i>McConnell</i>	123
C.24 Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	124
C.25 Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	125
C.26 Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	126
C.27 Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	127
C.28 Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	128
C.29 Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	129
C.30 Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de <i>Beal1999</i>	130
C.31 Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	131
C.32 Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	132
C.33 Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	133
C.34 Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	134
C.35 Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	135
C.36 Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	136
C.37 Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de <i>AASHTO</i>	137

Lista de Tabelas

2.1	Tipo de fórmula, agitação e trabalho de base	29
2.2	Condição de aplicação	29
4.1	Níveis e distâncias a partir do zero hidrográfico	40
4.2	Tipo de condição da agitação marítima OND_1	40
4.3	Tipo de condição da agitação marítima OND_2	40
5.1	Cálculo das forças na SECÇÃO 6	42
5.2	Cálculo das forças com a fórmula de <i>Douglass</i>	43
5.3	Cálculo das forças em todas as secções com a fórmula de <i>AASHTO</i>	44
5.4	Cálculo das forças em todas as secções com todas as fórmulas	45
6.1	Configurações do estudo das malhas usadas SECÇÃO 6	50
6.2	Localização das sondas no domínio	52
6.3	Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MI	55
6.4	Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MG	55
6.5	Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MSG	55
6.6	Forças médias verticais na base da estrutura para as 4 malhas	58
6.7	Forças médias horizontais e totais na face lateral da estrutura para as 4 malhas	60
6.8	Número de células e tempo de cálculo para cada malha	60
6.9	Número de células e tempo de cálculo para cada secção com a malha MF	63
6.10	Localização das sondas no domínio na SECÇÃO 1	63
6.11	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 e respetivos períodos na SECÇÃO 1.	65
6.12	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura na SECÇÃO 1	66
6.13	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 e respetivos períodos na SECÇÃO 2.	69
6.14	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura na SECÇÃO 2	70
6.15	Localização das sondas no domínio	71
6.16	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 14 e respetivos períodos na SECÇÃO 3.	73
6.17	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura	74
6.18	Localização das sondas no domínio	75

6.19	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 16 e respetivos períodos na SECÇÃO 4.	77
6.20	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura na SECÇÃO 4	78
6.21	Localização das sondas no domínio na SECÇÃO 1	79
6.22	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 17 e respetivos períodos na SECÇÃO 5.	81
6.23	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura na SECÇÃO 5	82
6.24	Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 14 e respetivos períodos na SECÇÃO 6.	85
6.25	Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura	86
6.26	Cálculo das forças verticais máximas ($F_z máx$), com as fórmulas e o IH-2VOF	89
6.27	Cálculo das forças horizontais máximas ($F_y máx$), com as fórmulas e o IH-2VOF . .	89
A.1	Comprimento (L) e Largura (W) das diferentes secções.	99

Lista de Símbolos

\overline{D}	Espessura da estrutura.
\overline{W}	Largura laje paralelamente à propagação da onda.
ρ	Massa volúmica da água.
θ	Ângulo de incidência da onda.
α	0.5 (carregamento triangular) ou $(\frac{2}{\pi})$.
δ	Altura de onda que galga a laje da ponte.
λ	Comprimento de onda.
ω	Parâmetro tabelado.
α	Parâmetro tabelado AASHTO.
ΔZ_h	Diferença entre a cota da crista da onda máxima (η_{max}) e a cota do centroide da área de projeção da estrutura no plano vertical (A_h).
ΔZ_v	Diferença entre a altura da crista da onda máxima (η_{max}) em relação ao NMM e a distância da base da laje ao NMM.
λ_0	Comprimento de onda em grandes profundidades.
δ_G	Altura das vigas da ponte.
δ_Z	Distância desde o topo da laje da ponte até ao topo da crista da onda.
A_G	Área dos espaços de ar entre as vigas no plano horizontal.
A_h	Área de projeção da estrutura no plano vertical.
A_v	Área de projeção da estrutura no plano horizontal.
C_d	Coefficiente empírico de arrasto.
C_{h-im}	Coefficiente empírico para a força de impacto horizontal ($C_{h-im}=6$ como valor recomendado).
C_{h-va}	Coefficiente empírico para o cálculo da força horizontal (valor recomendado $C_{h-va}=1$ se não conservativo e $C_{h-va}=2$ para uma abordagem conservativa).
C_i	Coefficiente empírico de inércia.
C_l	Coefficiente empírico da força vertical.
C_{ns}	Coefficiente de valor singular modificado baseado no parâmetro Z_c igual a 1.7 como valor médio.
C_r	Coefficiente de redução para a força horizontal nas vigas interiores ($C_r=0.4$ como valor recomendado).
C_s	Coefficiente empírico da força de impacto.
C_s	Coefficiente empírico da força horizontal de impacto (intervalo π a 2π).
C_{v-im}	Coefficiente empírico para a força vertical de impacto ($C_{v-im}=3$ como valor recomendado).
C_{v-va}	Coefficiente empírico para o cálculo da força vertical (valor recomendado $C_{v-va}=1$ se não conservativo e $C_{v-va}=2$ para uma abordagem conservativa).

F'_S	Força horizontal de impacto efetiva.
F_h^*	Força horizontal básica.
F_v^*	Força vertical básica.
F_B	Força vertical hidrostática.
F_B	Força hidrostática.
F_D	Força arrasto.
F_{H-AV}	Força horizontal (quase-estática).
F_I	Força de inércia que depende da aceleração.
F_L	Força vertical.
F_S	Força horizontal de impacto.
F_{SH}	Força de impacto horizontal.
F_{SV}	Força vertical de impacto.
F_T	Força total.
F_e	Fator de carga dinâmico.
F_h	Força horizontal.
$F_{hidrostatica}$	Força hidrostática.
F_{hqs}	Força horizontal quase-estática.
F_{ponte}	Força provocada pelo peso próprio da estrutura.
F_s	Força vertical de impacto.
F_{total}	Força total.
F_v	Força vertical.
F_{v-max}	Força vertical máxima (quase-estática).
F_{vqs}	Força vertical quase-estática.
F_x	Força horizontal segundo eixo x .
F_y	Força horizontal segundo eixo y .
F_z	Força vertical.
H_{bridge}	Altura da ponte sujeita à ação lateral das ondas.
H_{max}	Altura de onda máxima.
H_s	Altura de onda significativa.
M_{T-AV}	Força momento.
P_{ve}	Pressão máxima.
T_n	Período natural de vibração da laje.
T_p	Período de pico das ondas.
V_s	Volume submerso da estrutura.
W'	Largura da extremidade da laje em consola.
W^*	Largura deck (paralelamente à propagação da onda) medida desde a extremidade da viga exterior até à extremidade da outra viga exterior.
Z_c	Altura livre da base da laje relativamente ao NMM.
Z_d	Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM.

a_0 a a_8	Coeficientes tabelados que dependem do tipo de vigas da estrutura.
a_m, b_m, c_m	Coeficientes tabelados.
b_0 a b_6	Coeficientes tabelados.
b_h	Altura do elemento estrutural.
b_w	Largura do elemento estrutural.
d_b	Soma da altura da viga com a altura da laje.
$h_{girders}$	Distância do leito do oceano até à base das vigas.
h_{model}	Distância desde o leito do oceano até ao topo do deck.
m_e	Massa efetiva.
p_1	Pressão hidrostática no topo do elemento estrutural.
p_2	Pressão hidrostática na base do elemento estrutural.
t_d	0.5 (Duração de impacto.

Abreviaturas

2D	Bidimensional.
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
CFD	Computational Fluid Dynamics.
CORAL	Gerador automático de malhas.
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia.
GUI	Graphic User Interface.
ic	Índice de concordância.
JONSWAP	Joint North Sea Wave Project.
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
NMM	Nível Médio do Mar.
OpenFOAM	Open source Field Operation And Manipulation.
RANS	Reynolds – Averaged Navier-Stokes.
RMSE	Root Mean Square Error.
TAF	Entrapped Air Factor.
UNL	Universidade Nova de Lisboa.
USACE	United States Army Corps of Engineers.
VOF	Volume of Fluid.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Motivação e enquadramento do tema

A importância económica dos portos e o custo total das estruturas marítimas levam a que seja necessário ter um cuidado especial na fase de dimensionamento de modo a garantirmos segurança, economia e um bom comportamento funcional da estrutura. Por exemplo, quando ocorrem grandes tempestades, a combinação de uma subida do nível do mar com a agitação pode resultar na sua falha estrutural, levando a grandes custos de reparação, bem como custos inerentes ao não funcionamento da estrutura, caso não tenham sido tidos em conta no dimensionamento.

No caso de pontes-cais, um dos aspetos técnicos importantes a ter em consideração na fase de projeto é a determinação das forças verticais a que os elementos estruturais horizontais vão estar sujeitos devido à interação destes com a agitação marítima.

Os projetos desta natureza baseiam-se em fórmulas empíricas ou semi-empíricas cuja forma assenta em considerações de ordem teórica e física, mas com coeficientes empíricos obtidos em ensaios em modelo físico. Assim, o seu limite de validade é reduzido, já que são apenas válidas para o intervalo de valores desses ensaios. Além disso, para certos casos, não permitem obter uma estimativa com a precisão necessária, embora tenham como grande vantagem a fácil utilização e rapidez de cálculo em fase de estudo prévio.

Efetuada uma revisão das formulações existentes foi possível concluir que, no geral, existem poucos estudos que consideram as forças atuantes em estruturas marítimas cuja largura da laje é comparável ao comprimento de onda incidente [1], ou seja, estruturas marítimas situadas em zonas costeiras, como é o caso comum das pontes-cais. A maior parte dos estudos efetuados incide em estruturas situadas em grandes profundidades e desprovidas de proteção, nomeadamente em plataformas *offshore*. Existem, no entanto, alguns estudos mais recentes efetuados em estruturas marítimas, tais como pontes. Os modelos numéricos começam também a ser utilizados em estudos deste tipo, especialmente em trabalhos de investigação.

1.2 Objetivos e metodologias

A presente dissertação tem por objetivo fundamental estudar os métodos de cálculos de forças em lajes de pontes-cais. Concretamente, pretende-se estudar e aplicar as formulações existentes a um caso de estudo, de modo a avaliar a sua aplicabilidade e comparar os resultados com os obtidos utilizando o modelo numérico IH-2VOF, que resolve as equações de Navier-Stokes com superfície livre.

1.3 Estrutura e plano da dissertação

De forma a facilitar a consulta do presente trabalho e a compreensão dos resultados obtidos, começou-se por fazer uma breve introdução teórica sobre as fórmulas encontradas na bibliografia consultada e o programa de cálculo numérico IH-2VOF. Em seguida, prossegue-se a metodologia adotada, onde se descreve o caso de estudo e apresentam-se os resultados da aplicação das fórmulas e do *software* de cálculo numérico. Por último, apresenta-se a análise e a discussão dos resultados obtidos e as respetivas conclusões.

A presente dissertação divide-se em 7 capítulos, conforme se especifica em seguida:

- Capítulo 1: Apresentam-se as motivações e enquadramento do tema, incluindo os objetivos e o plano de trabalhos, introduzindo-se os assuntos em causa;
- Capítulo 2: Apresentam-se e analisam-se as fórmulas para o cálculo de forças em estruturas marítimas semelhantes a pontes-cais de diversos autores encontradas na bibliografia;
- Capítulo 3: Descreve-se sucintamente o programa de cálculo numérico IH-2VOF;
- Capítulo 4: Descreve-se o caso de estudo;
- Capítulo 5: Apresenta-se a aplicação das fórmulas ao caso de estudo e analisam-se os resultados;
- Capítulo 6: Descreve-se o procedimento de cálculo das forças na laje com o modelo IH-2VOF, apresenta-se o estudo de convergência da malha e aplica-se o modelo ao caso de estudo. Comparam-se os resultados obtidos com as fórmulas e discutem-se estes mesmos resultados;
- Capítulo 7: Apresentam-se as principais conclusões obtidas com a elaboração da dissertação e avança-se com possíveis desenvolvimentos futuros que se consideram importantes para aprofundar o conhecimento sobre o assunto em debate.

Capítulo 2

Fórmulas existentes para o cálculo de forças em lajes

2.1 Fórmulas para o cálculo de forças em elementos horizontais de estruturas marítimas

O cálculo de forças em estruturas marítimas sujeitas à agitação tem sido estudado ao longo dos anos. A estabilidade de quebra-mares de talude e o cálculo de forças em quebra-mares verticais, por serem estruturas usadas em proteção de portos, são as mais estudadas [2]. Também têm sido feitos estudos de forças em plataformas horizontais, tais como tabuleiros de pontes e plataformas *offshore*, sujeitas à ação da agitação. No entanto, forças em estruturas compostas por lajes apoiadas em pilares, como é o caso de pontes-cais, têm sido menos estudadas, não existindo fórmulas específicas para este tipo de estruturas [3].

As principais forças em lajes apoiadas em pilares sujeitas à ação da agitação são: forças de subpressão (verticais) e forças horizontais (Figura 2.1). Estas forças são calculadas, normalmente, através da integração das pressões na estrutura.

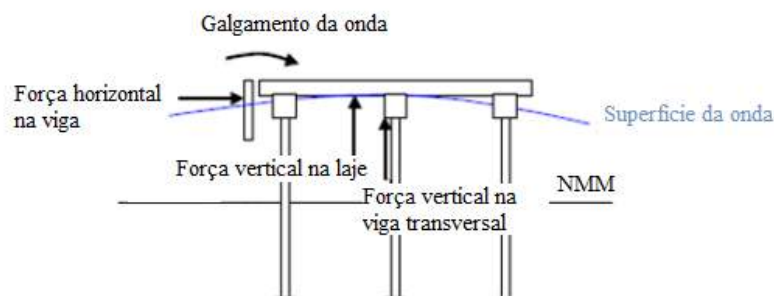


Figura 2.1: Forças em tabuleiros de pontes (adaptado de [4]).

Por sua vez, as forças relativas à interação das ondas com a estrutura podem ser divididas em duas componentes com diferentes frequências (Figura 2.2). A primeira componente consiste numa força de variação quase-estática (frequência equivalente ao período de onda) e a outra componente designa-se por força de impacto. A força de impacto ocorre quando a onda atinge a estrutura, originando uma força de grande intensidade e de curta duração. Por sua vez, esta é seguida de uma outra força de menor intensidade e de maior duração (quase-estática). Relativamente à força de impacto, quanto maior a área inferior da laje exposta à ação da agitação e quanto mais paralela for relativamente à superfície da água, maior a intensidade da força de impacto [1].

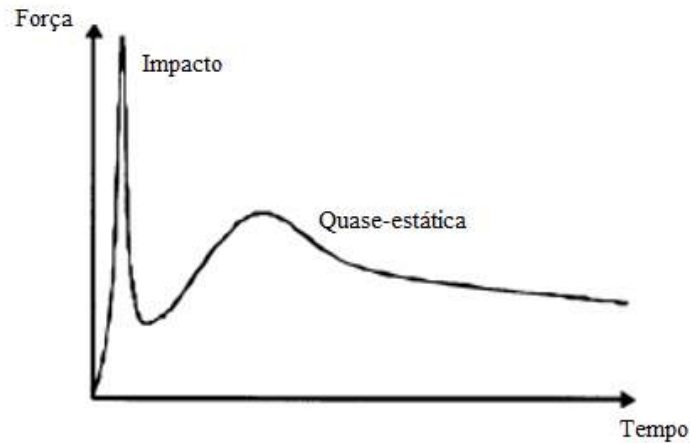


Figura 2.2: Relação força-tempo na laje de uma plataforma (adaptado de [5]).

Neste capítulo apresenta-se uma descrição sucinta das formulações existentes que são usualmente aplicadas em lajes de pontes-cais para o cálculo de forças sujeitas à ação da agitação marítima. Esta descrição inclui os parâmetros que entram como dados nas formulações e os seus limites de aplicabilidade, já que muitas vezes as fórmulas são utilizadas fora dos limites de validade por não existir uma que seja apropriada ao caso de estudo.

2.2 Formulação Denson de 1978 e 1980

O trabalho de Denson de 1978 foi motivado pela destruição da Bay St. Louis Bridge, no Mississippi, causada pela ação das ondas e subida brusca do nível do mar devido à passagem do Furacão Camille, não tendo o autor se baseado em qualquer trabalho realizado no tema anteriormente.

Este autor realizou ensaios bidimensionais para analisar as forças numa Ponte em laje vigada. Para isso fez ensaios em modelo físico reduzido à escala 1:24. Os ensaios foram realizados com agitação regular e com um período de onda (T) igual a 3 s [6].

A formulação de Denson de 1978 [1], doravante denominada por *Denson78*, é baseada em ábacos que relacionam as seguintes grandezas:

$$\frac{F_L}{\rho W^2}, \frac{F_D}{\rho W^2}, \frac{M}{\rho W^3} = f\left(\frac{Z_d + Z_c}{W}, \frac{Z_d + Z_c}{Z_d}, \frac{H}{Z_d}\right) \quad (2.1)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_L Força vertical;
- F_D Força de arrasto;
- M Força Momento;
- ρ Massa volúmica da água;

- W Largura da laje paralelamente à propagação da onda;
- H Altura da onda;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao nível do mar em repouso (NMM);
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM.

Denson, em 1980, doravante designado por *Denson80*, continuou o trabalho experimental apresentado em 1978, efetuando ensaios 3D onde considerou o efeito da direção da agitação incidente, e obtendo medições das forças verticais e horizontais e dos respetivos momentos usando um transdutor de 6 eixos. A fórmula proposta é baseada em ábacos que relacionam as seguintes grandezas:

$$\frac{F_{X,Y,Z}}{\rho W^3}, \frac{M}{\rho W^4} = f\left(\frac{Z_d + Z_c}{Z_d}, \frac{H}{Z_d}, \theta\right) \quad (2.2)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_z Força vertical;
- F_x Força horizontal;
- F_y Força horizontal;
- M Momento máximo;
- ρ Massa volúmica da água;
- W Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- H Altura da onda;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- θ Ângulo de incidência da onda.

As principais limitações encontradas nas formulações de Denson são:

- Não tiveram em consideração a influência do período de onda (já que apenas usaram um período nos ensaios) e do comprimento de onda nas forças, por considerarem que esta influência era insignificante em águas profundas;
- Não tiveram em conta a informação obtida em estudos anteriores no âmbito das estruturas *offshore*;
- Não tiveram em conta a força de impacto de curta-duração, apesar de ser consensual a sua existência.

As principais conclusões das formulações de Denson são:

- A diminuição do ângulo de incidência da onda faz diminuir a força, pelo que a propagação na direção normal à laje representa a situação mais conservativa;
- Os ensaios com sistemas de ancoragem dispendiosos mostraram poder evitar a falha da estrutura para as condições ensaiadas.

2.3 Formulação Kaplan de 1992 e 1995

A formulação de Kaplan de 1992, [1], doravante denominada por *Kaplan92* é dada por:

$$F_V = \rho \frac{\pi}{8} L \overline{W}^2 \frac{dv}{dt} + \rho \frac{\pi}{4} L \frac{d\overline{W}}{dt} v + \frac{1}{2} C_D \rho L \overline{W} v |v| \quad (2.3)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_V Força vertical;
- \overline{W} Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- $\frac{dv}{dt}$ Componente vertical da aceleração da água;
- L Comprimento da estrutura (perpendicular à direção de propagação da onda);
- ρ Massa volúmica da água;
- C_d Coeficiente empírico de arrasto;
- v Componente vertical da velocidade do escoamento.

Este autor não realizou testes experimentais ou realizou quaisquer comparações com outras fórmulas, mas propôs um modelo teórico utilizando a equação de Morison et al. de 1950 (doravante denominada por *Morison*).

A formulação de Kaplan de 1995, doravante designada por *Kaplan95* [1] é dada por:

$$F_V = \rho \frac{\pi}{8} \frac{L \overline{W}^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{\overline{W}}{L}\right)^2}} \frac{dv}{dt} + \rho \frac{\pi}{4} \overline{W} L C \frac{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\overline{W}}{L}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{\overline{W}}{L}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} v + \frac{1}{2} C_d \rho A v^2 \quad (2.4)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_V Força vertical;
- \overline{W} Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- L Comprimento da estrutura (perpendicular à direção de propagação da onda);

- ρ Massa volúmica da água;
- C Celeridade da onda;
- C_d Coeficiente empírico de arrasto;
- v Componente vertical da velocidade do escoamento;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal.

Kaplan, em 1995, expandiu as fórmulas obtidas em 1992 para a previsão das forças atuantes em elementos estruturais horizontais. O modelo teórico expandido é apresentado e comparado com resultados de ensaios em modelo físico, de modo a avaliar a sua capacidade de previsão de forças.

As conclusões das formulações de Kaplan são:

- O modelo teórico foi comparado com a informação experimental obtida de estudos em modelos de plataformas *offshore* e os resultados obtidos, em termos de medições e previsão de forças, foram similares em todos os casos, exceto onde havia estruturas adicionais na plataforma que causavam difração.

As limitações nas formulações de Kaplan são:

- Formulação especificamente desenvolvida para elementos estruturais da indústria offshore onde a plataforma se encontra a uma altura superior ao NMM e cuja geometria corresponde a este tipo de plataformas;
- Complexidade da aplicação da fórmula;
- A fórmula é aplicável para estruturas cuja largura é pequena quando comparada com o comprimento de onda.

2.4 Formulação Suchitra e Koola de 1995

A fórmula de Suchitra e Koola de 1995 [1], doravante referida como *Suchita1995*, é dada por:

$$F_s = \frac{1}{2} C_s \rho A_v v^2 \quad (2.5)$$

onde o coeficiente C_s é dado por:

$$C_s = C_{ns} \frac{\lambda_0}{Z_c} \quad (2.6)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_s Força vertical de impacto;
- v Componente vertical da velocidade do escoamento;
- C_s Coeficiente empírico da força de impacto;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal;
- ρ Massa volúmica da água;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- λ_0 Comprimento de onda em grandes profundidades;
- C_{ns} Coeficiente de valor singular modificado baseado no parâmetro Z_c igual a 1.7 como valor médio.

Estes autores examinaram as forças atuantes numa laje horizontal devido à agitação de ondas regulares e irregulares. Foram realizados ensaios em modelo físico utilizando vários períodos de onda e diferentes alturas da laje relativamente ao NMM, designadas por altura livre. Não foram feitos ensaios com a laje submersa ou parcialmente submersa. Na informação obtida nos resultados e discussão dos mesmos não é mencionado nada sobre a divisão das forças numa força de variação lenta e noutra de curta duração.

As conclusões na formulação de *Suchitra1995* são:

- O período de onda e a altura livre (Z_c) são as únicas variáveis que influenciam a intensidade da força de impacto;
- Os resultados dos ensaios mostraram que a força vertical se reduz bastante devido à presença de bolsas de ar que ficam aprisionadas entre as vigas principais.

2.5 Formulação Bea et al. de 1999

A fórmula de Bea et al. de 1999 [1], doravante designada por *Bea1999*, é dada por:

$$F_T = F_B + F_S + F_D + F_L + F_I \quad (2.7)$$

Com :

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_d A_h u^2 \quad (2.8)$$

$$F_I = \frac{1}{2} \rho C_m V \dot{u} \quad (2.9)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_l A_v u^2 \quad (2.10)$$

$$F_S = \frac{1}{2} \rho C_s A_h u^2 \quad (2.11)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_T Força total;
- F_B Força vertical hidrostática;
- F_S Força horizontal de impacto;
- F_I Força de inércia que depende da aceleração;
- F_D Força de arrasto;
- F_L Força vertical;
- ρ Massa volúmica da água;
- C_d Coeficiente empírico de arrasto;
- C_m Coeficiente empírico de inércia;
- C_l Coeficiente empírico da força vertical;
- C_s Coeficiente empírico da força horizontal de impacto (intervalo π a 2π);
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal;
- A_h Área de projeção da estrutura no plano vertical;
- V Volume da estrutura;
- u Componente horizontal da velocidade do escoamento;
- \dot{u} Componente horizontal da aceleração do escoamento.

A fórmula de *Bea1999* é muito semelhante à de *Kaplan95*, isto é, baseada em considerações teóricas. Para durações de impacto curtas (0.01 a 0.1 s) em relação ao período de vibração natural das lajes, a força horizontal de impacto efetiva (Figura 2.2) é dada por:

$$F'_S = F_e F_S \quad (2.12)$$

$$F_e = 2\pi\alpha \left(\frac{t_d}{T_n} \right) \quad (2.13)$$

Descrição dos parâmetros:

- F'_S Força horizontal de impacto efetiva;
- F_e Fator de carga dinâmico;
- F_S Força horizontal de impacto;

- α 0.5 (carregamento triangular) ou $(\frac{2}{\pi})$;
- t_d Duração de impacto;
- T_n Período natural de vibração da laje.

Estes autores concentraram os seus esforços na análise de lajes em plataformas *offshore* suspensas sob a estrutura, mais especificamente em estruturas que sofreram danos devido à agitação marítima. Para tal, compararam os resultados de ensaios de laboratório de diversos autores para este tipo de plataformas e os procedimentos recomendados pelo Instituto Americano do Petróleo. Chegaram à conclusão que os métodos recentes são excessivamente conservativos e que era necessário alterar os procedimentos e, para tal, investigar mais a fundo este problema.

Apresentam, assim, um modelo analítico, similar ao obtido da equação de *Morison* por *Kaplan95*. As forças verticais são aplicáveis a lajes de superfície porosa ou permeável. A teoria das ondas (5ª ordem de *Stokes*) foi usada para obter as velocidades / acelerações das ondas, e com base nelas, foi desenvolvida cada componente da força total vertical. A parcela da força horizontal (F_D) é idêntica à dada pela fórmula de *Kaplan95*. O cálculo da parcela da força inércia (F_I) baseia-se no volume da estrutura (V), componente horizontal da aceleração do escoamento (\dot{u}), e coeficiente de massa (C_m). Incluiu-se também a parcela da força vertical (F_L) onde entram o coeficiente empírico da força vertical (C_I) e a área de projeção no plano vertical (A_v). Foi desenvolvida também a parcela da força horizontal de impacto, onde a força é proporcional ao quadrado da componente vertical da velocidade e a um coeficiente empírico da força horizontal de impacto (C_s). Apesar da equação em si ser simples, a importância das características dinâmicas da estrutura e da onda foram também incluídas usando um fator multiplicativo para dar uma força de impacto efectiva. Isto requer conhecimento dos principais modos de vibração da estrutura bem como da frequência da força de impacto e de outras variáveis. Nenhum método foi fornecido para estimar estas variáveis para efeitos de projeto.

Os modelos analíticos foram avaliados numericamente e comparados com os resultados obtidos (por autores anteriores) no terreno em estruturas sujeitas à acção das ondas. A previsão da força horizontal obtida foi considerada extremamente conservativa. Posteriormente foram feitas comparações com o estudo de *Bea et al. (2001)* que, no entanto, não levaram a alterações ao modelo analítico.

2.6 Formulação Overbeek e Klabbers de 2001

A fórmula de Overbeek and Klabbers de 2001 [1], doravante designada por *Overbeek2001*, para obter a força vertical total é obtida através do cálculo de duas componentes de pressão na estrutura: pressão de variação lenta (ou quase estática) e pressão de impacto.

A componente de pressão de variação lenta é dada por:

$$P_{ve} = \rho g (H_{cr} - Z_c) \quad (2.14)$$

Descrição dos parâmetros:

- P_{ve} Pressão máxima;

- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- η_{max} Distância da crista da onda máxima até ao NMM;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM.

A componente da pressão de impacto é dada por:

$$P_{ve} = c\rho g H_{max} \quad (2.15)$$

Descrição dos parâmetros:

- P_{ve} Pressão máxima;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- c Coeficiente empírico igual a 1.5;
- H_{max} Altura de onda máxima.

Overbeek and Klabbers estiveram envolvidos na análise e projeto de dois tipos de estruturas costeiras (molhes) nas Caraíbas. Para uma dada condição de onda existente, eles examinaram a bibliografia corrente e usaram métodos simplistas para prever a força vertical atuante na estrutura devido à ação da agitação marítima. Porém, as duas estruturas sofreram ações significativas das ondas devido à passagem do Furacão Iris em 1995 e Lenny, em 1999. No caso do Furacão Iris as condições de projeto não foram atingidas. No entanto, no Furacão Lenny acredita-se que as condições de projeto foram ultrapassadas. Para obter os dados da agitação marítima a implementar em cada projeto usaram-se informações estatísticas para extrapolar a onda com um período de retorno de 100 anos. Ambas as estruturas sofreram danos significativos, com o desaparecimento de tramos de lajes entre pilares, excessiva deterioração do betão e fendas. Apesar das falhas que ocorreram, pensa-se que os orifícios de ventilação presentes na estrutura permitiram reduzir as solicitações impostas durante a intempérie.

Os autores concluíram, no entanto, que era necessário mais investigação e procedimentos práticos nesta área para melhorar o dimensionamento deste tipo de estruturas.

2.7 Formulação McConnell et al. de 2004

A fórmula de McConnell et al. de 2004 [7], doravante denominada por *McConnell*, para obter a componente da força vertical/horizontal (quase-estática) é dada por:

$$\frac{F_{vqs}}{F_v^*} = \frac{a}{\left[\frac{(\eta_{max} - Z_c)}{H_s} \right]^b} \quad (2.16)$$

$$\frac{F_{hqs}}{Fh^*} = \frac{a}{\left[\frac{(\eta_{m\acute{a}x} - Z_c)}{H_s} \right]^b} \quad (2.17)$$

Estes autores apresentam um novo método empírico para estimar as forças em lajes horizontais que estão a um nível elevado em relação ao NMM. Este método baseia-se em ensaios experimentais em modelo físico à escala 1:25. Os resultados experimentais foram apresentados na forma de gráficos. Usando a correspondente componente da força (a que chamam "básica") apresentada na Figura 2.3, definem uma força adimensional.

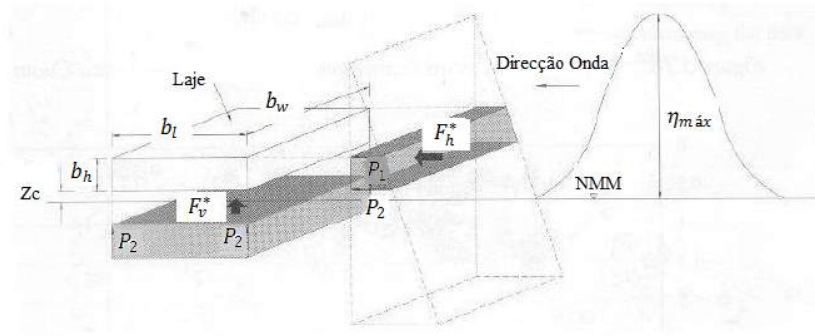


Figura 2.3: Definição das forças básicas adaptado de *McConnell*.

A componente da força vertical básica é dada por:

$$F_v^* = \int_{b_w} \int_{b_l} p_2 dA \approx b_w b_l p_2 \quad (2.18)$$

Em que:

$$p_2 = (\eta_{m\acute{a}x} - Z_c) \rho g \quad (2.19)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_{vqs} Força vertical quase-estática;
- F_{hqs} Força horizontal quase-estática;
- F_v^* Força vertical básica;
- a Coeficiente empírico;
- b Coeficiente empírico;
- H_s Altura de onda significativa;
- b_w Largura do elemento estrutural;
- η_{max} Distância da crista da onda máxima até ao NMM;

- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- p_2 Pressão hidrostática na base do elemento estrutural;
- b_h Altura do elemento estrutural;
- p_1 Pressão hidrostática no topo do elemento estrutural;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade.

A fórmula de *McConnell* para a força horizontal básica é dada por:

$$F_h^* = \int_{b_w} \int_{Z_c}^{\eta_{máx}} p_{hyd} dA = b_w (\eta_{máx} - Z_c) \frac{p_2}{2} \quad \text{para } \eta_{máx} \leq Z_c + b_h \quad (2.20)$$

$$F_h^* = \int_{b_w} \int_{Z_c}^{Z_c + b_h} p_{hyd} dA = b_w \cdot b_h \frac{(p_1 + p_2)}{2} \quad \text{para } \eta_{máx} > Z_c + b_h \quad (2.21)$$

Em que:

$$p_1 = [\eta_{máx} - (b_h + Z_c)] \rho g \quad (2.22)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_h^* Força horizontal básica;
- b_w Largura do elemento estrutural;
- η_{max} Distância da crista da onda máxima até ao NMM;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- p_2 Pressão hidrostática na base do elemento estrutural;
- b_h Altura do elemento estrutural;
- p_1 Pressão hidrostática no topo do elemento estrutural;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade.

Foram ensaiados em laboratório várias condições de agitação irregular com espectro JONSWAP, com alturas de ondas significativas (H_s) variando entre 0.1 a 0.22 m, períodos de onda médio (T_m) variando entre 1 a 3 s, profundidades de água (Z_d) de 0.75 e 0.6 m e elevações da laje acima do NMM (Z_c) entre 0.01 a 0.16 m. As forças e respetivas componentes vertical e horizontal foram medidas com recurso a células de carga instaladas na estrutura.

Na Figura 2.4 é possível observar a vista inferior (em planta) da estrutura ensaiada em modelo físico e utilizada no desenvolvimento da fórmula, os dois elementos estruturais monitorizados. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 2.5. A análise da variação da força no tempo revela

uma variação lenta da força num período consistente com o período da agitação e uma variação de período muito curto, relativo à força de impacto, que está relacionada com o instante em que a onda atinge a estrutura. Na análise feita à informação obtida, os autores concentraram os seus esforços nas forças vertical/horizontal de variação lenta ou quase estáticas (F_{qs}), enquanto as forças de impacto de curta duração (F_S) foram analisadas por Cuomo em 2003.

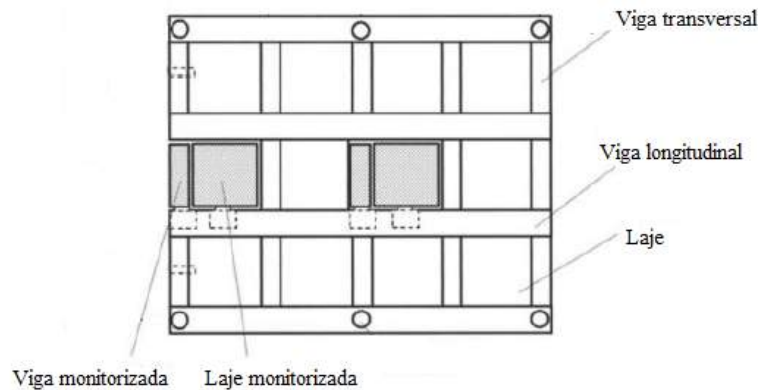


Figura 2.4: Esquema da geometria da estrutura ensaiada.

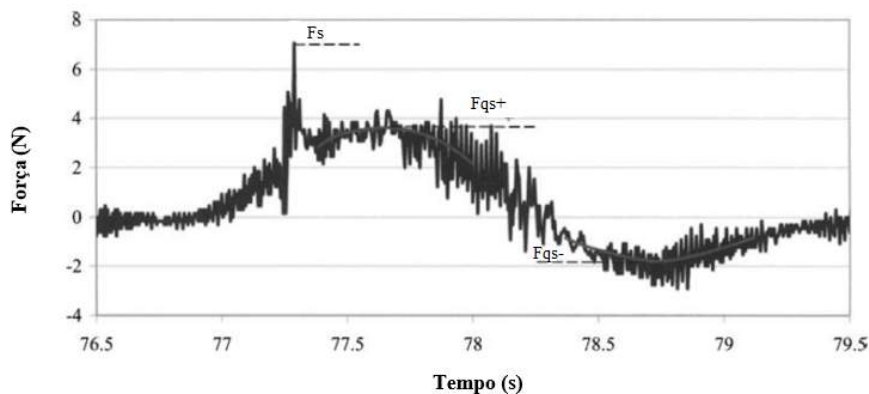


Figura 2.5: Definição dos parâmetros de forças.

As conclusões na formulação de *McConnell* são:

- As forças verticais máximas são influenciadas pela altura e período das ondas;
- As forças verticais incluem uma força de impacto de curta duração e outra de longa duração designada por quase-estática.

As limitações encontradas na formulação de *McConnell* são:

- Nos casos de estudo dimensionados utilizando esta fórmula e onde ocorreram falhas, as forças obtidas da aplicação da fórmula não foram corretas, talvez pelo facto de não se ter entrado nos cálculos com a contribuição da força de impacto;

- Não foram consideradas, nos ensaios realizados, situações em que a laje se encontre parcial/-totalmente submersa em relação ao NMM, logo as equações dadas podem não ser adequadas a este tipo de casos;
- Este método não inclui explicitamente o período da onda nem o comprimento de onda no cálculo das forças;
- As forças estimadas através deste método são baseadas nas forças obtidas nos ensaios experimentais em apenas dois elementos da estrutura e não na estrutura global;
- Ao assumir que as forças são uniformes em toda a estrutura, revela que esta aplicação é limitada a cenários onde a estrutura é muito mais pequena do que o comprimento de onda, o que é normalmente o caso de estruturas localizadas em grandes profundidades.

2.8 Formulação USACE de 2006

A U.S Army Corps of Engineers de 2006, doravante denominada por *USACE*, para o cálculo da força vertical, esta formulação calcula separadamente as forças na parte submersa ou emersa das estruturas, ou seja, consoante a sua posição em relação ao NMM [1]. Para estruturas submersas, a força vertical é dada por:

$$F_L = C_L A_v \rho \left(\frac{u^2}{2g} \right) \quad (2.23)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_L Força vertical;
- ρ Massa volúmica da água;
- C_L Coeficiente empírico da força vertical;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal;
- u Componente horizontal da velocidade do escoamento;
- g Aceleração da gravidade.

Para estruturas emersas tem-se a seguinte fórmula:

$$F_S = C_S A_v \rho \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (2.24)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_S Força vertical de impacto;
- ρ Massa volúmica da água;
- C_S Coeficiente empírico da força vertical de impacto;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal;

- v Componente vertical da velocidade do escoamento;
- g Aceleração da gravidade.

As limitações encontradas na formulação de *USACE* são:

- Devido às limitações do trabalho realizado, os autores sugerem o uso de um modelo numérico ou modelo físico específico para a calibração dos coeficientes empíricos das equações.

2.9 Formulação Douglass et al. de 2006

A fórmula de Douglass et al. de 2006 [8], doravante denominada por *Douglass*, para a força vertical (quase-estática) é dada por:

$$F_v = C_{v-va} F_v^* \quad (2.25)$$

$$F_v^* = \rho g (\Delta Z_v) A_v \quad (2.26)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_v Força vertical;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- C_{v-va} Coeficiente empírico para o cálculo da força vertical (valor recomendado $C_{v-va}=1$ se não conservativo e $C_{v-va}=2$ para uma abordagem conservativa);
- ΔZ_v Diferença entre a altura da crista da onda máxima (η_{max}) em relação ao NMM e a distância da base da laje ao NMM;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal.

A fórmula de *Douglass* para a força horizontal (quase-estática) é dada por:

$$F_h = [1 + C_r * (N - 1)] \cdot C_{h-va} \cdot F_h^* \quad (2.27)$$

$$F_h^* = \rho g (\Delta z_h) A_h \quad (2.28)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_h Força horizontal;
- C_r Coeficiente de redução para a força horizontal nas vigas interiores ($C_r=0.4$ como valor recomendado);
- N Número de vigas que suporta a laje;

- C_{h-va} Coeficiente empírico para o cálculo da força horizontal (valor recomendado $C_{h-va}=1$ se não conservativo e $C_{h-va}=2$ para uma abordagem conservativa);
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- ΔZ_h Diferença entre a cota da crista da onda máxima (η_{max}) e a cota do centroide da área de projeção da estrutura no plano vertical (A_h);
- A_h Área de projeção da estrutura no plano vertical;
- η_{max} Distância da crista da onda máxima relativamente ao NMM igual a $1.3H_s$ mas limitada por $0.8Z_d$;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM;

Relativamente à força de impacto vertical, a fórmula de *Douglass* para a força (F_{SV}) é dada por:

$$F_{SV} = (C_{v-va} + C_{v-im})F_v^* \quad (2.29)$$

A força de impacto horizontal (F_{SH}) é dada por:

$$F_{SH} = ((1 + C_r(N - 1))C_{h-va} + C_{h-im})F_h^* \quad (2.30)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_{SV} Força vertical de impacto;
- C_{v-im} Coeficiente empírico para a força de impacto vertical ($C_{v-im}= 3$ como valor recomendado);
- F_{SH} Força de impacto horizontal;
- C_{h-im} Coeficiente empírico para a força de impacto horizontal ($C_{h-im}= 6$ como valor recomendado).

Na Figura 2.6 apresenta-se o esquema dos parâmetros usados na fórmula de *Douglass*.

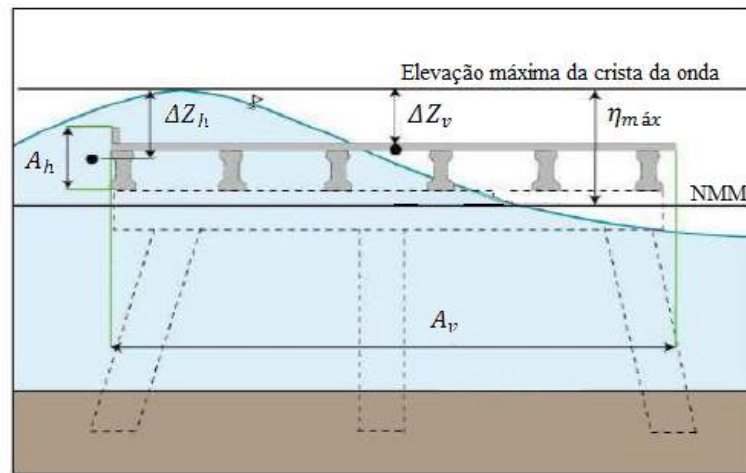


Figura 2.6: Esquema dos parâmetros do método de *Douglass*.

Estes autores realizaram um relatório para o departamento de transportes dos Estados Unidos da América onde estimaram as forças geradas pelas ondas devidas a tempestades e verificaram os mecanismos que originaram os danos nas pontes costeiras durante essas mesmas tempestades. Para isto, utilizaram conjuntamente ensaios em laboratório, inspeções feitas a pontes após as tempestades e modelos numéricos executados para condições de agitação marítima iguais às das tempestades e, com base nos resultados obtidos, verificaram os métodos existentes para estimar as forças nessas estruturas. Estes autores concluíram que os danos causados nas pontes deveriam-se sobretudo à ação das ondas e dependendo da altura das ondas e cota da laje, as ondas originaram forças verticais e horizontais suficientes para exceder o peso próprio e as ligações da estrutura, originando o deslizamento e derrubamento dos troços da ponte entre pilares. Como efeito secundário, a redução do peso próprio da laje devido às forças hidrostáticas presentes na estrutura quando esta se encontrava parcialmente submersa, veio contribuir também para as falhas na ponte.

O método proposto por *Douglass* tem em conta o perfil transversal da ponte, a elevação da laje acima do NMM e as condições da agitação marítima (alturas de onda, NMM, período, etc..).

As limitações encontradas na formulação de *Douglass* são:

- De acordo com este método, o cálculo das forças é feito em condições críticas, ou seja, quando o NMM se encontra ao mesmo nível que a base da laje;
- Os autores salientam que o método não é conservativo e que, para o ser, deverá ser tido em conta um fator de segurança igual a 2 durante os cálculos;
- As forças de cálculo continuam a aumentar quando a estrutura fica parcialmente submersa. No entanto, deveria acontecer o oposto uma vez que a distância entre a laje e o NMM aumenta;
- Este método assume que as forças atuam sobre o centroide da respetiva área da estrutura mas isto pode nem sempre suceder.

2.10 Formulação de McPherson de 2008

A fórmula de McPherson de 2008 [9], doravante designada por *McPherson*, para obter a força vertical estimada é dada por:

$$F_{total} = F_{hidrostatica} + F_{ponte} + F_{ar \text{ aprisionado}} \quad (2.31)$$

$$F_{hidrostatica} = \rho g \delta_Z A_v - F_w \quad (2.32)$$

$$F_{ponte} = \rho g Volume_{ponte} \quad (2.33)$$

$$F_{ar \text{ preso}} = (n - 1) 0.5 \rho g \delta_G A_G \quad (2.34)$$

Em que temos, se $Z_d \leq h_{model}$ então:

$$F_w = 0.5 \rho g \delta A_v \quad (2.35)$$

Se $Z_d > h_{model}$ então:

$$F_w = 0.5 \rho g \delta A_v + \rho g (Z_d - h_{model}) A_v \quad (2.36)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_{total} Força total;
- $F_{hidrostatica}$ Força hidrostática;
- F_{ponte} Força provocada pelo peso próprio da estrutura;
- $F_{ar \text{ preso}}$ Força devido ao ar aprisionado entre as vigas;
- ρ Massa volúmica da água;
- δ_Z Distância desde o topo da laje da ponte até ao topo da crista da onda;
- δ_G Altura das vigas da ponte;
- δ Altura de onda que galga a laje da ponte;
- A_v Área de projeção da estrutura no plano horizontal;
- A_G Área dos espaços de ar entre as vigas no plano horizontal;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM;
- h_{model} Distância desde o leito do oceano até ao topo da laje.

A fórmula de *McPherson* para obter a força horizontal estimada é dada por:

$$F_{total} = F_{Hydrostatic_Front} - F_{Hydrostatic_Back} \quad (2.37)$$

Em que, se $H_{cr} < Z_c$ então:

$$F_{Hydrostatic_Front} = 0.5 * (\eta_{max} + Z_d - h_{girders}) H_{bridge} L \rho g \quad (2.38)$$

Se $H_{cr} > Z_c$ então:

$$F_{Hydrostatic_Front} = 0.5 * [(\eta_{max} + Z_d - h_{girders}) + (\eta_{max} - Z_c)] H_{bridge} L \rho g \quad (2.39)$$

Se $NMM < h_{girders}$:

$$F_{Hydrostatic_back} = 0 \quad (2.40)$$

Se $NMM > h_{girders}$:

$$F_{Hydrostatic_back} = 0.5 (Z_d - h_{girders})^2 L \rho g \quad (2.41)$$

Descrição dos parâmetros:

- η_{max} Distância da crista da onda máxima até ao NMM;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM;
- $h_{girders}$ Distância do leito do oceano até à base das vigas;
- H_{bridge} Altura da ponte sujeita à ação lateral das ondas;
- ρ Massa volúmica da água;
- L Comprimento da estrutura (perpendicular à direção de propagação da onda).

Nas Figuras 2.7 e 2.8 apresenta-se o esquema dos parâmetros usados na fórmula de *McPherson*.

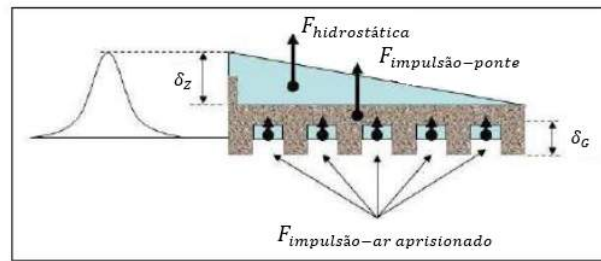


Figura 2.7: Diagrama de forças verticais de *McPherson*.

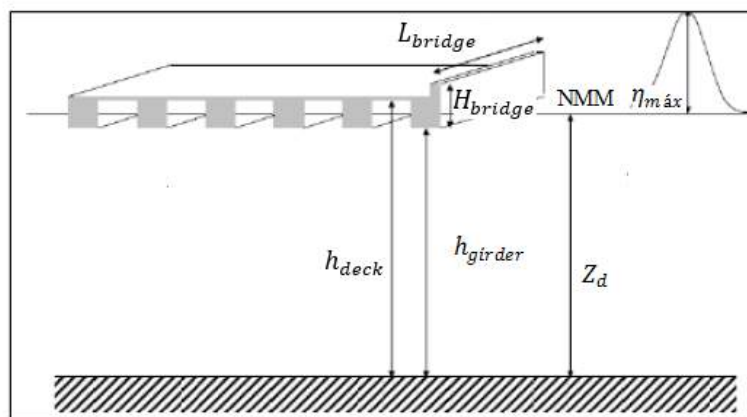


Figura 2.8: Diagrama de forças horizontais adaptado de *McPherson*.

Este autor continuou o trabalho realizado anteriormente por *Douglass* efetuando um trabalho experimental num modelo físico à escala 1:20 de uma determinada ponte, variando as condições de agitação marítima (alturas de onda) e as profundidades, de modo a conseguir avaliar os métodos existentes para os cálculos das forças, concretamente as fórmulas de: *Kaplan95*, *Bea1999*, *McConnell* e *Douglass*. *McPherson* concluiu que nenhum dos métodos analisados era capaz de estimar as forças para as condições de agitação testadas. O autor acrescenta ainda que as fórmulas de *McConnell* e *Douglass* sobrestimaram as forças quando o NMM se encontrava ao mesmo nível ou acima da laje da ponte. Porém, no cômputo geral, o método de *Douglass* foi o método com resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente.

Com base nestes resultados e nos resultados dos ensaios realizados, apresentou a sua formulação que inclui a força vertical hidrostática ascendente e descendente devida ao galgamento das ondas e a força hidrostática oposta na extremidade lateral da estrutura, não incluídos em qualquer das fórmulas anteriores.

As conclusões encontradas sobre a formulação de *McPherson* são:

- Ao incluir a força vertical hidrostática ascendente e descendente devida ao galgamento das ondas, o autor conseguiu reproduzir a variação não linear da força vertical observada no ensaio experimental;
- *McPherson* conseguiu também ajustar as forças horizontais sobrestimadas no método de *Douglass* ao incluir a força hidrostática oposta na extremidade lateral da estrutura.

2.11 Formulação de AASHTO de 2008

A American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) de 2008 [10], doravante designada por *AASHTO*, estabeleceu um método específico para o cálculo de forças devido à agitação marítima, para pontes vulneráveis às tempestades costeiras. O método considera três casos de solicitação / forças. No Caso I, Figura 2.9, é efetuado o cálculo da força vertical máxima, F_{v-max} , da força horizontal quase-estática, F_{H-AV} , do momento M_{T-AV} , e da força de impacto vertical, F_s . Estes cálculos permitem obter a resistência vertical que a estrutura deve ter. A força vertical máxima é dada por:

$$F_{v-max} = \rho \bar{W} \beta \left(-1.3 \frac{H_{max}}{Z_d} + 1.8 \right) * \left[1.35 + 0.35 \tanh(1.2(T_p) - 8.5) \right] * (b_0 + b_1 x + \frac{b_2}{y} + b_3 x^2 + \frac{b_4}{y^2} + \frac{b_5 x}{y} + b_6 x^3) (TAF) \quad (2.42)$$

Em que:

$$\bar{W} = \left[\lambda - \left(\frac{\lambda}{H_{max}} \right) \left(Z_c + \frac{H_{max}}{2} \right) \right] \quad (2.43)$$

com os seguintes condicionalismos:

- se $\frac{\bar{W}}{W} < 0.15$ então $\bar{W} = 0.15W$;
- se $(\eta_{max} - Z_c) \leq 0$ então $\beta = 0$;
- se $0 \leq (\eta_{max} - Z_c) \leq d_b$ então $\beta = \frac{(\eta_{max} - Z_c)}{d_b}$;
- se $(\eta_{max} - Z_c) > d_b$ então $\beta = 1$.

$$x = \frac{H_{max}}{\lambda} \quad (2.44)$$

$$y = \frac{\bar{W}}{\lambda} \quad (2.45)$$

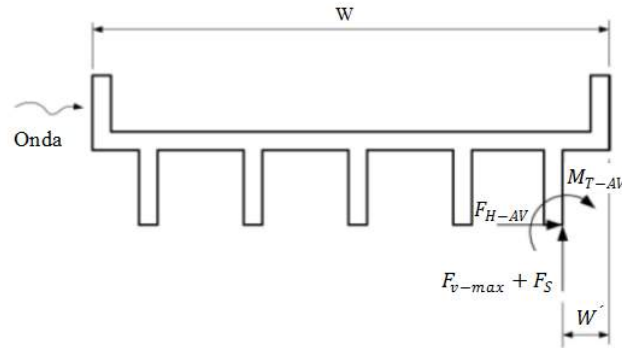


Figura 2.9: Caso I (adaptado de AASHTO).

Descrição dos parâmetros:

- F_{v-max} Força vertical máxima (quase-estática);
- ρ Massa volúmica da água;
- H_{max} Altura de onda máxima;
- Z_d Profundidade do fundo do mar relativamente ao NMM;
- T_p Período de pico das ondas;
- b_0 a b_6 Coeficientes tabelados;

- TAF Fator de ajustamento da força devido à presença de ar "preso" entre as vigas quando a estrutura se encontra submersa;
- λ Comprimento de onda;
- W Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- η_{max} Distância da crista da onda máxima até ao NMM.

Na Figura 2.10 apresenta-se um resumo da nomenclatura utilizada nesta formula.

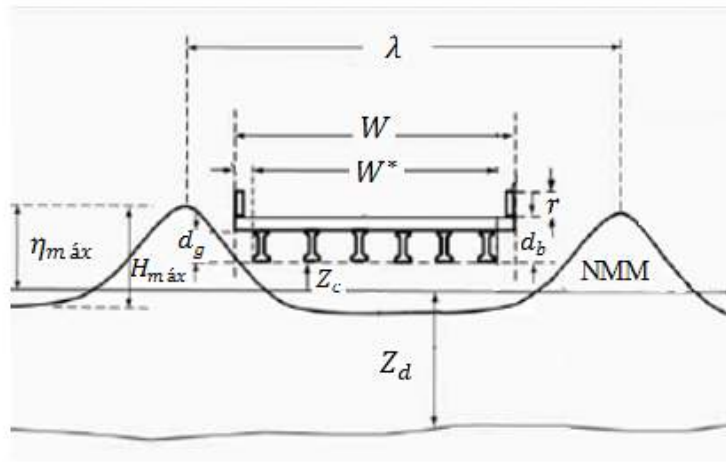


Figura 2.10: Nomenclatura usada nas equações, adaptado de AASHTO.

A fórmula para obter a força vertical de impacto é dada por:

$$F_s = A\rho(H_{máx})^2\left(\frac{H_{máx}}{\lambda}\right)^B \quad (2.46)$$

$$B = 0.6588\left(\frac{Z_c}{\eta_{máx}}\right)^2 + 0.5368\left(\frac{Z_c}{\eta_{máx}}\right) - 1.193 \quad (2.47)$$

Descrição dos parâmetros:

- A Parâmetro tabelado.

A fórmula para obter a força horizontal (quase-estática), F_{H-AV} , é dada por:

$$F_{H-AV} = \rho(H_{máx})^2\left(a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 + a_4x^4 + a_5x^5 + a_6\ln(y)\right) * \left[a_7 + a_8\left(\frac{W}{\lambda}\right)\right] \quad (2.48)$$

Em que:

$$x = \left(\frac{\eta_{máx} - Z_c}{d_b + r}\right) \quad (2.49)$$

$$y = \frac{H_{m\acute{a}x}}{\lambda} \quad (2.50)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_{H-AV} Força horizontal (quase-estática);
- a_0 a a_8 Coeficientes tabelados que dependem do tipo de vigas da estrutura;
- d_b Soma da altura da viga com a altura da laje;
- r Altura do carril na extremidade da laje.

A fórmula para obter a força momento, M_{T-AV} , na extremidade da estrutura conforme se ilustra na Figura 2.9 é dada por:

$$M_{T-AV} = \left[F_{v-m\acute{a}x} W' + F_{H-AV} (d_b + r) \right] \left\{ a_m + \frac{b_m}{\left(\frac{W}{\lambda}\right)} + \frac{c_m}{\left(\frac{H_{m\acute{a}x}}{\lambda}\right)} \right\} + \frac{2F_s W^*}{3} \quad (2.51)$$

Descrição dos parâmetros:

- M_{T-AV} Força momento;
- a_m, b_m, c_m Coeficientes tabelados;
- W^* Largura laje (paralelamente à propagação da onda) medida desde a extremidade da viga exterior até à extremidade da outra viga exterior (Figura 2.10);
- W' Largura da extremidade da laje em consola.

No Caso II, Figura 2.11, é efetuado o cálculo da força horizontal máxima, F_{H-max} , da força vertical quase-estática, F_{V-AH} , do momento M_{T-AH} , e da força de impacto vertical, F_s . Este caso é usado para obter a resistência horizontal. A força horizontal máxima é dada por:

$$F_{H-m\acute{a}x} = F_{H-m\acute{a}x}^* \exp \left[-3.18 + 3.76 \exp \left(-\frac{\omega}{\lambda} \right) - 0.95 \left[\ln \left(\frac{\eta_{m\acute{a}x} - Z_c}{d_b + r} \right) \right]^2 \right] \quad (2.52)$$

Em que:

$$F_{H-m\acute{a}x}^* = \rho \pi (d_b + r) \left(\omega + \frac{1}{2} H_{m\acute{a}x} \right) \left(\frac{H_{m\acute{a}x}}{\lambda} \right) \quad (2.53)$$

Descrição dos parâmetros:

- ω Parâmetro tabelado.

A fórmula para obter a força vertical (quase-estática), F_{V-AH} , é dada por:

$$F_{V-AH} = F^*_{V-AH} \exp \left[-0.3 + 2.04 \exp \left(-9.01 \frac{\alpha}{\lambda} \right) - 0.16 \left(\frac{\eta_{m\acute{a}x} - Z_c}{d_b} \right)^{1.5} \right] TAF \quad (2.54)$$

$$F^*_{V-AH} = \rho \alpha (\eta_{m\acute{a}x} - Z_c) \quad (2.55)$$

Descrição dos parâmetros:

- α Parâmetro tabelado.

A força vertical de impacto é igual à calculada para o Caso I (Equação 2.46). A fórmula para obter o momento, M_{T-AH} , na extremidade da estrutura, conforme se ilustra na Figura 2.11, é dada por:

$$M_{T-AH} = M^*_{T-AH} 1.37 \tanh \left(\frac{d_b}{\eta_{m\acute{a}x} - Z_c} \right) \quad (2.56)$$

Em que:

$$M^*_{T-AH} = F_{H-m\acute{a}x} (d_b + r) + \frac{2}{3} (F_{V-AH} + F_s) W \quad (2.57)$$

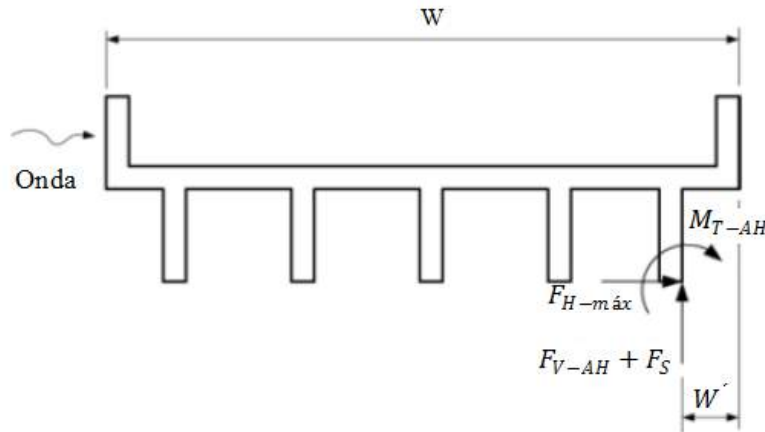


Figura 2.11: Caso II (adaptado de AASHTO).

Por último, o Caso III, ajusta as forças obtidas no Caso I e II e aplica-as ao centro das áreas expostas e, como tal, as forças obtidas nos Casos I e II têm de ser consideradas (Figura 2.12).

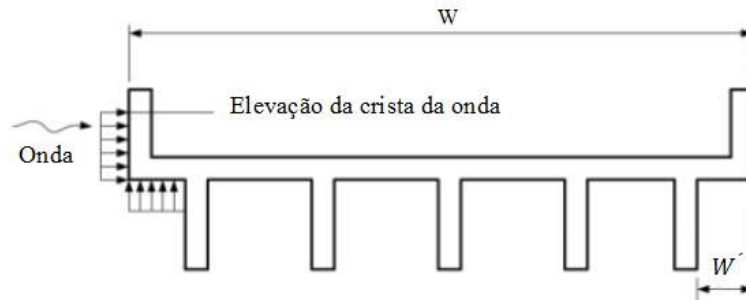


Figura 2.12: Caso III (adaptado de AASHTO).

Esta fórmula recomenda que a definição da altura livre da base da laje relativamente ao NMM (Z_c) deve ter em conta alguns requisitos prévios e medidas de atenuação do efeito provocado pela agitação marítima: Z_c deverá estar, sempre que possível, 30.5 cm acima da altura de onda máxima (H_{max}) expectável considerando um período de retorno de 100 anos. Caso isto não seja possível, a laje deverá ser colocada o mais elevada possível e deverão ser utilizados os seguintes métodos para reduzir as forças na estrutura:

- A estrutura deverá ser aberta, sem platibandas nas extremidades;
- Deverão ser criados orifícios para ventilação de modo a reduzir a quantidade de ar aprisionado;
- As estruturas deverão ser contínuas de modo a aumentar a força reativa de cada tramo da laje;
- As lajes deverão ser fungiformes em vez de lajes vigadas de modo a reduzir as forças hidrostáticas.

2.12 Formulação de Marin de 2009

A fórmula de Marin de 2009 [1], doravante denominada por *Marin*, para obter a força vertical total é dividida numa força de impacto, com grande intensidade e de curta duração (F_s), e numa força de variação lenta quase estática, constituída por componentes dinâmica e estática. A componente estática é dada por:

$$F_B = \rho g V_s \quad (2.58)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_B Força hidrostática;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- V_s Volume submerso da estrutura.

As componentes dinâmicas são dadas por:

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho A_h u |u| \quad (2.59)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_D Força de arrasto;
- ρ Massa volúmica da água;
- C_d Coeficiente empírico de arrasto;
- A_h Área de projeção da estrutura no plano vertical;

- u Componente horizontal da velocidade do escoamento.

$$F_I = C_M m_e \frac{du}{dt} + C_M u \frac{dm_e}{dt} \quad (2.60)$$

$$m_e = \rho V_s + \frac{\frac{1}{4} \rho \pi L^2 \bar{W}^2}{\sqrt{L^2 + \bar{W}^2}} \quad (2.61)$$

$$\frac{dm_e}{dt} = \rho L \left(\bar{D} \frac{d\bar{W}}{dt} + \bar{W} \frac{d\bar{D}}{dt} \right) + \frac{\frac{1}{4} \rho \pi L^3 \frac{d\bar{W}}{dt}}{\sqrt{L^2 + \bar{W}^2}} \left(1 - \frac{\bar{W}^2}{L^2 + \bar{W}^2} \right) \quad (2.62)$$

Descrição dos parâmetros:

- F_I Força de inércia que depende da aceleração;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;
- V_s Volume submerso da estrutura;
- u Componente horizontal da velocidade do escoamento;
- C_m Coeficiente empírico de inércia;
- m_e Massa efetiva;
- \bar{W} Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- L Comprimento da estrutura (perpendicular à direção de propagação da onda);
- \bar{D} Espessura da estrutura;
- $\frac{du}{dt}$ Componente horizontal da aceleração da água;
- $\frac{dm_e}{dt}$ Variação da massa efetiva ao longo do tempo.

A força de impacto é dada por:

$$\ln \left(\frac{F_S}{\rho g H W (\eta_{máx} - Z_c) / \lambda} \right) = -15.0 + 17.9 \exp \left(-\frac{H}{\lambda} \right) - 1.27 \left(-\frac{Z_c}{\eta_{máx}} \right) \quad (2.63)$$

Com $-1.0 < \frac{Z_c}{\eta_{máx}} < 1.0$

Descrição dos parâmetros:

- F_S Força de impacto;
- ρ Massa volúmica da água;
- g Aceleração da gravidade;

- $\eta_{m\acute{a}x}$ Distância da crista da onda máxima até ao NMM;
- Z_c Altura livre da base da laje relativamente ao NMM;
- W Largura laje paralelamente à propagação da onda;
- H Altura da onda;
- λ Comprimento de onda.

Este autor realizou um estudo teórico e experimental sobre a força devido à ação das ondas em elementos estruturais horizontais. A força total foi dividida em duas componentes principais, a força de impacto e a força de variação lenta quase estática (frequência equivalente ao período de onda). Para a força quase estática, foi desenvolvido um modelo teórico baseado na equação de *Morison* descrito por *Kaplan*⁹⁵. O modelo foi usado em situações onde o comprimento de onda e o comprimento do elemento estrutural horizontal eram semelhantes (similar ao que acontece em pontes junto à costa) e ajustado para ter em consideração as partes emersas e submersas da estrutura. Este modelo considerava as componentes dinâmica e estática da força quase estática. A componente estática consiste na força hidrostática (Equação 2.58), onde (V_s) é o volume submerso da estrutura num determinado momento. As componentes dinâmicas consistem nas forças de inércia e de arrasto. Devido à possível inundação da estrutura, consequência da estrutura ser de dimensão próxima à do comprimento de onda, o termo de inércia na equação contém uma variável de massa dependente do tempo. De modo a avaliar corretamente a componente de inércia das forças, foi usado um modelo numérico para complementar o modelo teórico, com uma malha de cálculo com resolução máxima de uma polegada. Os resultados do programa com a onda a passar na estrutura foram comparados com os resultados das equações teóricas. De forma a verificar o modelo numérico e a calibrar os seus coeficientes foram feitos 292 ensaios experimentais em modelo físico. Para a força de impacto (Equação 2.63), *Marin* efetuou ensaios em modelo físico dos quais resultou a relação empírica proposta. Os ensaios foram realizados para dois tipos de estrutura (placa lisa horizontal e estruturas em lajes vigadas) e para várias alturas e períodos de onda, os autores chegaram a uma relação empírica para a força de impacto (F_S) que tem em conta parâmetros das ondas, largura da laje (na direção de propagação das ondas) e altura livre da laje relativamente ao NMM (Z_c). Não foi determinado nenhum método para a obtenção da duração da força de impacto e a validade da equação não foi confirmada com informação independente existente.

2.13 Resumo das fórmulas existentes

As fórmulas referidas anteriormente apresentam entre si diferenças e semelhanças em termos de parâmetros de entrada e formas de cálculo. De modo a sintetizar esta informação, apresentam-se nas Tabelas 2.1 e 2.2 um resumo geral das fórmulas com as suas principais características no que se refere ao tipo de fórmula (teórica, empírica ou semi-empírica), trabalhos de base, caso existam, tipo de agitação considerada e características geométricas da estrutura e respetiva profundidade.

Tabela 2.1: Tipo de fórmula, agitação e trabalho de base.

FÓRMULA	Tipo fórmula	Trabalho base	Tipo agitação
<i>Denson78 e Denson80</i>	empírica	———	regular
<i>Kaplan92 e Kaplan95</i>	teórica	<i>Morison</i>	regular
<i>Suchitra1995</i>	empírica	———	regular/irregular
<i>Bea1999</i>	teórica	<i>Kaplan95</i>	regular
<i>Overbeek2001</i>	teórica	Wang e French em 1970 [1]	irregular
<i>McConnell</i>	empírica	Tirindelli em 2002 [7]	irregular
<i>USACE</i>	teórica	———	regular
<i>Douglass</i>	empírica	<i>McConnell</i>	irregular
<i>McPherson</i>	empírica	<i>Douglass</i>	irregular
<i>AASHTO</i>	empírica	———	irregular
<i>Marin</i>	semi-empírica	<i>Kaplan95</i>	regular/irregular

Tabela 2.2: Condição de aplicação.

FÓRMULA	Tipo emersão	Tipo estrutura	Profundidade de estudo
<i>Denson78 e Denson80</i>	emersa	Laje vigada	Grandes profundidades
<i>Kaplan92 e Kaplan95</i>	emersa	Plataforma <i>offshore</i>	Grandes profundidades
<i>Suchitra1995</i>	emersa	Laje vigada	Grandes profundidades
<i>Bea1999</i>	emersa	Plataformas <i>offshore</i>	Grandes profundidades
<i>Overbeek2001</i>	emersa	Laje vigada	Pequenas profundidades
<i>McConnell</i>	emersa	Laje vigada	Pequenas profundidades
<i>USACE</i>	emersa/submersa	———	Grandes profundidades
<i>Douglass</i>	emersa	Laje vigada	Pequenas profundidades
<i>McPherson</i>	emersa	Laje vigada	Pequenas profundidades
<i>AASHTO</i>	emersa	laje vigada	Grandes profundidades
<i>Marin</i>	emersa/submersa	Laje vigada	Pequenas profundidades

Das fórmulas apresentadas pode-se concluir o seguinte:

- A única fórmula que tem em conta a direção de propagação da onda incidente é a de *Denson80*. As restantes fórmulas consideram a agitação normal à laje;
- Todos os autores concluem que a direção de propagação da onda normal à laje representa a situação mais conservativa em termos do cálculo de forças;
- Os métodos de *Douglass*, *McPherson*, *McConnell*, *Overbeek2001*, *Denson78* e *Denson80* não incluem o período e o comprimento de onda no cálculo das forças;

- Os métodos de *Bea1999*, *Kaplan92*, *Kaplan95*, *USACE* e *Suchitra1995* incluem o período e o comprimento de onda no cálculo das forças de forma indireta através do cálculo das velocidades e acelerações baseadas na teoria das ondas;
- O método *AASHTO* inclui diretamente o período e o comprimento de onda no cálculo das forças;
- As fórmulas de *Douglass*, *McPherson*, *McConnell*, *Marin* e *Overbeek2001* reúnem as condições de aplicação para o cálculo de forças em lajes situadas em pequenas profundidades;
- As fórmulas de *AASHTO*, *Denson78*, *Denson80*, *Suchitra1995* e *USACE* reúnem as condições de aplicação para o cálculo de forças em lajes situadas em grandes profundidades.

Capítulo 3

Modelo Numérico IH-2VOF

3.1 Descrição do modelo

Esta dissertação contempla a utilização de um modelo numérico que resolve as equações de Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS) em valor médio, por meio do método numérico das diferenças finitas. Este método consiste numa malha de diferenças finitas definida por nós e permite obter soluções aproximadas de equações diferenciais satisfeitas nos nós da malha de discretização (Figura 3.1).

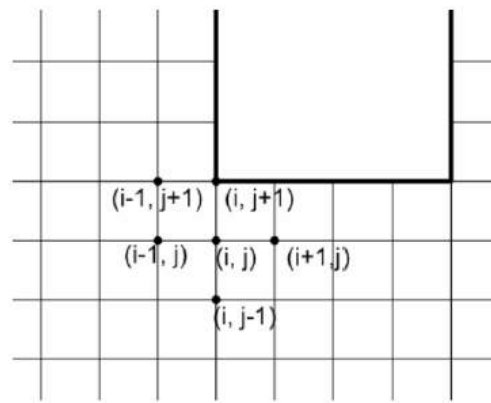


Figura 3.1: Discretização do domínio do fluido junto a uma estrutura adaptado de [11].

O modelo utilizado foi o IH-2VOF, desenvolvido pelo Instituto de Hidráulica da Universidade de Cantábria [12], que é um modelo numérico bidimensional (2D), formando o plano cartesiano Oxy (direções horizontal e vertical), que utiliza uma decomposição das equações de Reynolds para os campos de velocidades e pressões, um modelo de turbulência e a técnica de *Volume of Fluid* (VOF) para capturar o movimento da superfície livre. Esta técnica não calcula de forma exata a posição da superfície livre em cada instante mas identifica a variação de densidade de água face ao volume total de cada célula do domínio, definindo, para tal, três tipos de células: vazia (*empty* -E), que apenas contém ar; célula de superfície (*surface* -S), que é preenchida por água e ar, onde se encontra a posição da superfície livre; célula de interior (interior - I), preenchidas completamente por água (Figura 3.2).

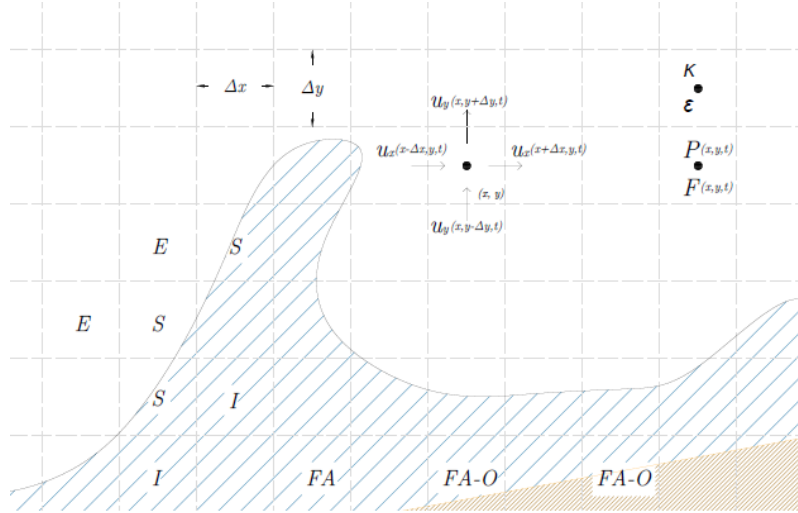


Figura 3.2: Esquema dos tipos de células interpretados pelo VOF adaptado de [12].

O modelo numérico é bastante versátil, permitindo modelar em canal bidimensional vários casos de aplicação, tais como:

- Propagação e transformação de ondas;
- Interação de ondas com estruturas costeiras, obtendo-se simulações realistas para fenómenos como o espreamento, a reflexão, o galgamento, a transmissão e a pressão hidrodinâmica atuante nas superfícies destas;
- Descrição de escoamentos em superfície livre, em meios porosos e em torno de obstáculos impermeáveis.

A descrição do modelo, incluindo a sua formulação matemática, os dados de entrada (*inputs*) e saída do modelo (*outputs*), pode ser encontrada no respetivo manual [12].

A implementação computacional das equações de Navier- Stokes tem como objetivo a determinação do campo de velocidades (\bar{u}) e do campo de pressões (\bar{p}) num dado volume de controlo. Assim, pelas equações de Navier-Stokes, e assumindo que o fluido é incompressível e viscoso, pode-se escrever as equações de RANS da seguinte forma:

$$\frac{d\bar{u}_i}{dx_i} = 0 \quad (3.1)$$

em que a equação da quantidade de movimento é dada por:

$$\frac{d\bar{u}_i}{dt} + \bar{u}_j \frac{d\bar{u}_i}{dx_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{d\bar{p}}{dx_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{d\bar{\tau}_{ij}}{dx_j} - \frac{d(\overline{u'_i u'_j})}{dx_j} \quad (3.2)$$

Em que:

$$\bar{\tau}_{ij} = \mu \left(\frac{d\bar{u}_i}{dx_j} + \frac{d\bar{u}_j}{dx_i} \right) \quad (3.3)$$

Descrição dos parâmetros:

- g_i Componente da aceleração gravítica;

- ρ Massa volúmica da água (no caso de fluido incompressível toma um valor constante);
- $\bar{\tau}_{ij}$ Tensor das tensões médias viscosas no nó i, j ;
- t Tempo;
- $x_{i,j}$ Direção horizontal no nó i, j ;
- μ Viscosidade molecular;
- $\bar{u}_{i,j}$ Velocidade média no nó i, j ;
- $\bar{p}_{i,j}$ Pressão média no nó i, j .

3.2 Discretização do domínio

Por forma a aplicar métodos numéricos na resolução de equações diferenciais parciais, é necessária uma discretização do domínio físico em análise. No caso do modelo IH-2VOF, esta discretização é conseguida pelo uso de células exclusivamente retangulares. Todas as grandezas escalares, pressão (P), grandeza relativas à turbulência (k e ϵ) e a função VOF, são definidas no centro das células, enquanto as grandezas vectoriais, como o campo de velocidades, são estabelecidas nas faces de cada elemento da malha (Figura 3.2).

Para a geração da malha computacional que estabelece o domínio a resolver pelo modelo, o Instituto de Hidráulica da Universidade de Cantábria criou o CORAL, um gerador automático de malhas de diferenças finitas, com interface gráfica (*graphic user interface* – GUI). Todas as condições de fronteira do problema são aqui definidas, sendo possível criar várias geometrias para os obstáculos e definir materiais com diferentes porosidades, abrangendo a grande maioria das estruturas portuárias, como quebra-mares verticais em betão ou quebra-mares mistos com granulometria variável desde o núcleo para o contorno.

A criação da malha bidimensional de diferenças finitas é conseguida dividindo o domínio numérico em várias sub-zonas. Estas podem ser caracterizadas por células com dimensões diferentes. Uma vez definidas as características relevantes do domínio numérico, o CORAL produz um ficheiro de saída, que será posteriormente lido pelo IH-2VOF.

O primeiro passo na criação de uma malha através do CORAL é a definição da dimensão total do domínio. Este é definido estabelecendo o seu comprimento, L_x e altura L_y (Figura 3.3)

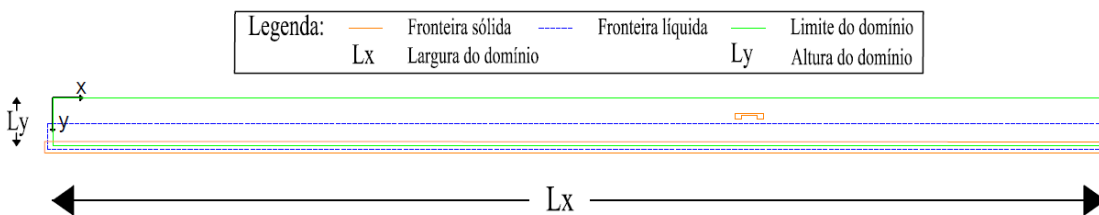


Figura 3.3: Domínio numérico definido no CORAL.

Tendo em conta as características das ondas a propagar, o comprimento do canal deve ser, no mínimo, uma vez e meia o comprimento de onda:

$$\frac{L_x}{L} \geq 1.5 \quad (3.4)$$

Uma vez definido o domínio, o próximo passo é estabelecer as fronteiras sólidas e líquidas do problema. A sua geometria é definida através de polígonos, sendo introduzidas as coordenadas dos vértices que os definem. Na figura 3.3 estão identificadas essas fronteiras. A definição de fronteiras sólidas, com qualquer geometria, é feita à semelhança do VOF, utilizando um tratamento parcial das células. Este método consiste em modelar o sólido como um caso especial do fluido. São definidos 3 tipos de células: os elementos sólidos, onde a área total está preenchida por fluido com uma massa volúmica infinita (*obstacle* - *O*); as células de fronteira fluido-sólido (*water* - *solid boundary* - *FA-O*) e as células com circulação livre de água (*water domain*- *FA*) (Figura 3.2). Nas fronteiras sólidas identificam-se dois tipos: os obstáculos (impermeáveis) e os corpos porosos. Os primeiros são utilizados para simular o fundo do mar e elementos de betão ou outro tipo de material impermeável, os restantes são utilizados para criar meios porosos como, por exemplo, o manto de um quebra-mar em talude. Quanto às fronteiras líquidas, estas são utilizadas para definir o nível inicial da superfície livre do modelo.

Quanto à criação das células que discretizam o domínio, ou seja, a geração da malha, o CORAL gera malhas ortogonais Oxy podendo o espaçamento entre pontos ser uniforme ou não-uniforme. De acordo com o manual do modelo [12], é aconselhado o uso de malhas uniformes. Porém, existe a possibilidade de reduzir significativamente o tempo computacional com o aumento do espaçamento em zonas onde não é necessário uma grande precisão ao nível de resultados.

A construção da malha é, normalmente, feita por um conjunto de sub-zonas (*submesh*) segundo ambas as direcções ortogonais. Cada uma destas regiões do domínio é definida por um centro de convergência (*center*), pelo número de células à esquerda e à direita do mesmo e o espaçamento mínimo (*mesh sep. center*). Células adjacentes ao centro de convergência terão o espaçamento mínimo indicado. Para definir sub-zonas com espaçamento uniforme, o centro encontra-se no meio do sub-domínio e é definido o mesmo número de células para ambos os lados. Para gerar sub-zonas com espaçamento não-uniforme, o centro deve ser definido na região do sub-domínio em que é desejada mais discretização, sendo que, por limite mínimo, deve ser atribuída uma célula para cada lado do centro. O valor que define a separação entre sub-zonas, denomina-se "divisão" (*Division*). No caso da direcção x , a divisão é a coordenada de início da sub-zona, na direcção y , a coordenada do fim.

Para obter bons resultados com a aplicação do modelo devem ser seguidos alguns critérios e posicionamento da malha, tanto para malhas uniformes como não-uniformes [12]. Nomeadamente, para o espaçamento na direcção vertical, Δy , é aconselhado que a divisão contemple um mínimo de 10 células por altura de onda, isto é:

$$\frac{H}{\Delta y} \geq 10 \quad (3.5)$$

Para o espaçamento horizontal, Δx , recomenda-se um valor entre as 100 e 150 células por comprimento de onda, L , isto é:

$$\frac{L}{\Delta x} \geq 100 \text{ a } 150 \quad (3.6)$$

Por forma a evitar o fenómeno numérico de "falsa rebentação", o espaçamento horizontal deve ser ainda limitado a duas vezes e meia o espaçamento vertical:

$$\Delta x \leq 2.5\Delta y \quad (3.7)$$

Os pontos da malha devem também coincidir com as fronteiras sólidas e líquidas definidas, ou seja, iniciar as células nos contornos desses elementos, conseguindo assim uma clara e correta definição das condições de fronteira. Nas malhas não-uniformes (com o tamanho das células variável), a variação das células numa dada direcção deve ser inferior a 5 %, isto é, entre as células 1 e 2 devem-se cumprir as seguintes condições:

$$\frac{\Delta x_1}{\Delta x_2} \leq 0.05 \text{ e } \frac{\Delta y_1}{\Delta y_2} \leq 0.05 \quad (3.8)$$

O CORAL verifica o cumprimento das condições acima descritas fornecendo gráficos com a qualidade da malha.

A figura 3.4 apresenta um exemplo do domínio computacional no IH-2VOF, onde se vê a coluna de água em repouso e a estrutura marítima.



Figura 3.4: Exemplo do domínio computacional no IH-2VOF.

3.3 Ficheiro de entrada

O modelo necessita da introdução de dados (*input*) e possui múltiplos parâmetros que definem cada domínio numérico. Em primeiro lugar é preciso introduzir a malha gerada pelo CORAL, ou seja, dar a informação sobre o domínio numérico a resolver e a sua discretização. Este ficheiro contém o número de divisões da malha segundo x e segundo y , as coordenadas de cada célula e os vértices dos polígonos que definem as fronteiras sólidas e líquidas do domínio. É necessário definir também a agitação marítima incidente. Para criar uma série temporal de ondas regulares, introduz-se: a altura de onda desejada (H , em m); o período de onda (T , em s); o intervalo de tempo de geração de ondas ($length$, em s), ou seja, o número de ondas que são geradas; a frequência de amostragem (fs , em Hz), ou seja, o número de pontos que discretizam uma onda; o ângulo de fase e a teoria de ondas segundo a qual a geração é feita (Teoria linear, Stokes, etc.).

Uma vez gerada a agitação, é necessário definir o tipo de batedor, que pode ser estático (perfil de velocidade) ou dinâmico (movimento do batedor). As simulações realizadas nesta dissertação contemplaram apenas o uso do batedor estático, estabelecendo uma fronteira de Dirichlet, onde são especificados os valores da elevação da superfície livre e as componentes do campo de velocidades ao longo do tempo. Por último, é necessário definir os parâmetros a simular, nomeadamente, o intervalo de tempo de simulação (*simulation length*, em s), T_{sim} , o passo de tempo inicial (dt , em s), a massa volúmica do fluido, os tipos de fronteira do domínio, se refletora ou absorvente, a posição

das sondas que registam a elevação da superfície livre e o campo de velocidades, a frequência de registo dessas grandezas durante um segundo (f_s em Hz), e ainda os resultados que são guardados (VOF, campo de velocidades e pressões), as áreas de registo do espraçamento (*run-up*) e pressões, e se é considerado ou não o modelo de turbulência.

3.4 Ficheiro de saída

Concluída a simulação realizada pelo modelo numérico, este devolve informação em pontos definidos previamente no ficheiro de dados (sondas), relativa a:

- Pressão;
- Vorticidade;
- Viscosidade;
- Energia cinética;
- Velocidades horizontais e verticais;
- Posição da superfície livre.

Os valores obtidos podem ser registados em cada instante do tempo de cálculo para toda a malha ou só em algumas zonas previamente definidas no ficheiro de dados, o que permite visualizar alguns resultados em cada instante em todo o domínio.

No âmbito do tema desta dissertação, os resultados analisados foram as pressões nas faces da estrutura e a posição da superfície livre em cada sonda ao longo do tempo. O cálculo das forças na estrutura foi feito integrando as pressões ao longo de cada face da estrutura, para cada instante de cálculo.

Capítulo 4

Caso de estudo

4.1 Breve descrição do caso de estudo

A estrutura em estudo nesta dissertação é uma ponte-cais que tem como funcionalidade a acostagem de navios de pesca de grandes e médias dimensões. A estrutura da ponte-cais em betão armado é constituída por uma laje vigada de espessura de 0.40m, assente em pilares (Figura 4.1). A fundação da estrutura é porosa, feita de enrocamentos em pedra natural em camadas e dimensões variáveis sendo que a camada mais superficial é constituída por blocos artificiais em betão, assumindo-se assim a fundação superficial da estrutura como um meio impermeável. A laje da estrutura tem 199.3m de comprimento no total sendo constituída por três troços com larguras variáveis. O primeiro troço, a partir do largo, possui 14.0m de largura e 77.00m de comprimento. O troço intermédio da estrutura possui 7.0m de largura de superfície plana e 3.0m de largura de superfície em rampa com 47.05m de comprimento que serve de acostagem a navios piscatórios de menores dimensões. Por fim, o último troço, que termina na plataforma terrestre, tem 7.0m de largura de superfície plana e 70.28m de comprimento sendo que os últimos 17.0m estão situados sobre um quebra-mar em talude com enrocamento em pedra natural que protege a plataforma terrestre. A estrutura da ponte-cais possui ainda troços entre si separados por uma junta de dilatação com 2cm de espessura.

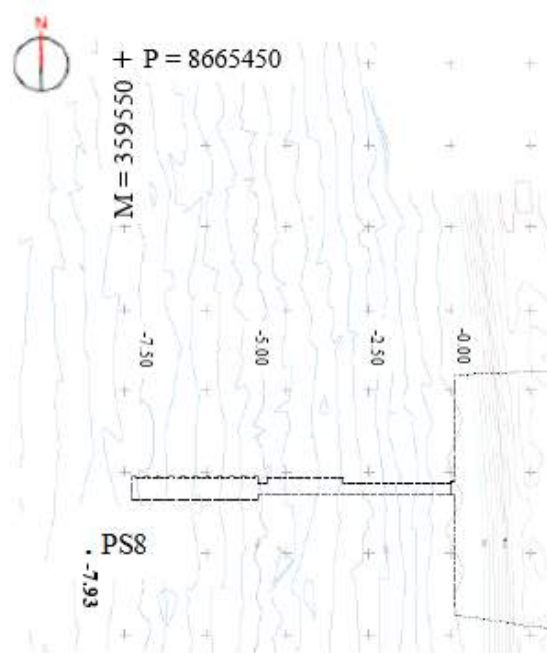
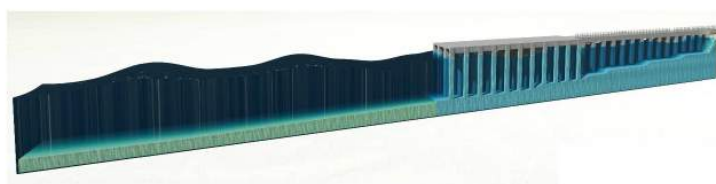
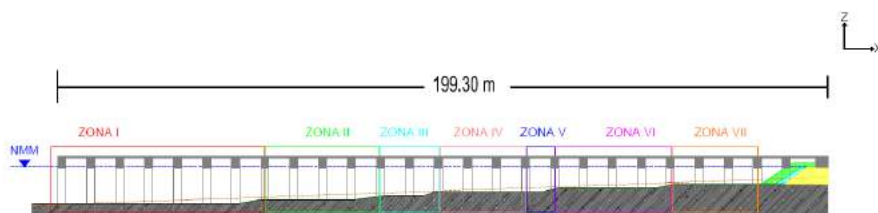
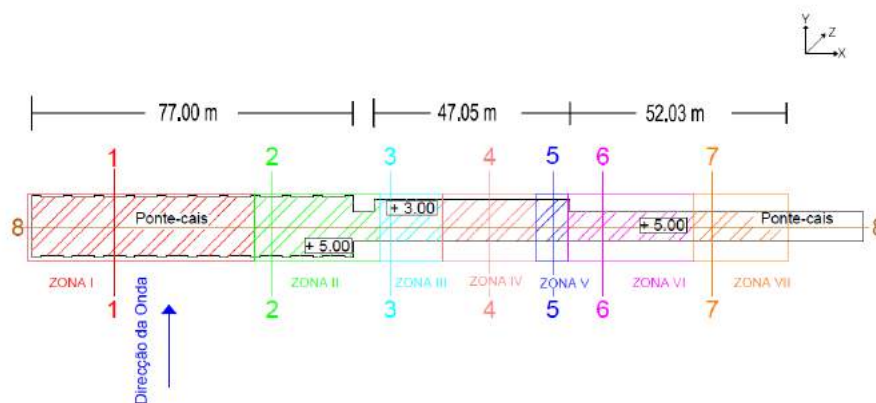


Figura 4.1: Batimetria e localização da Ponte-Cais.



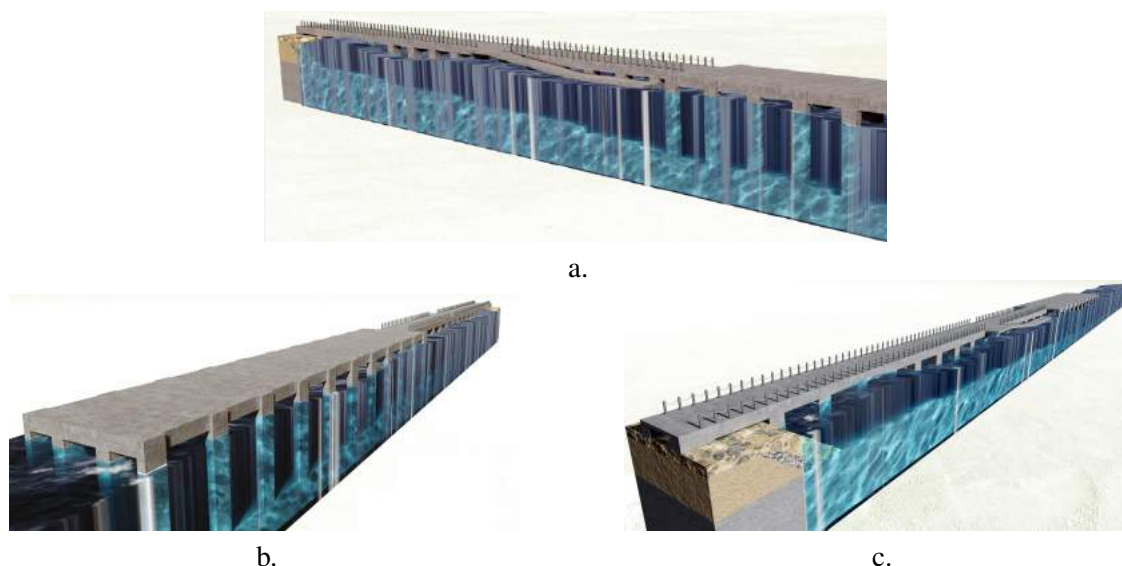


Figura 4.5: Várias vistas em 3D da Ponte-cais.

Como referido, as secções transversais variam na sua geometria e na profundidade, estando todas totalmente emersas. Na Figura 4.6 apresenta-se, a título de exemplo, o perfil transversal da SECÇÃO 6 que se encontra numa zona com uma profundidade de 5.5m e cuja base da laje se encontra a 2.2m acima do nível do mar em repouso.

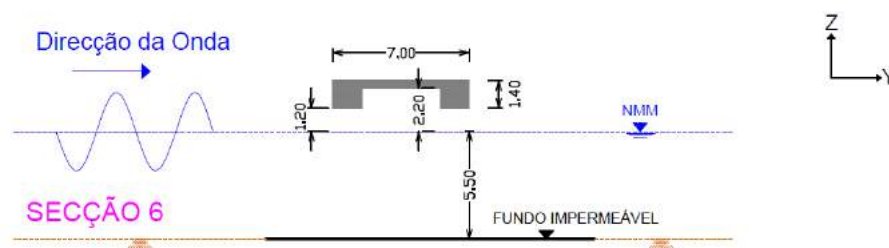


Figura 4.6: Secção transversal 6 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.

Nesta dissertação, para efeitos de obtenção das forças verticais e horizontais na laje, a estrutura marítima em estudo (Ponte – Cais) foi dividida em sete secções representativas distintas, ou seja, foram seccionados sete perfis transversais da ponte-cais com profundidades ou geometria distintas. Desprezaram-se, em todos os casos, a presença e, consequentemente, o efeito dos pilares bem como das vigas que apoiam nos mesmos, por serem zonas cujo peso próprio da estrutura é mais relevante. Optou-se, assim, por estudar apenas as zonas mais leves e, consequentemente, mais suscetíveis aos efeitos provocados pela agitação marítima. As sete secções representam, assim, troços da laje entre pilares. A SECÇÃO 6, por exemplo, tem um perfil transversal com uma estrutura superficial plana, constituída somente pela laje de espessura 0.40m e delimitada inferiormente por duas vigas de maior secção, a uma profundidade Z_d de 5.5m. Com base em estudos de agitação local, foram determinadas duas condições de agitação marítima de projeto:

- OND_1 – Estado limite de serviço: onda com altura de onda significativa (H_s) igual a 0.80m no ponto PS8 (Figura 4.1), à qual corresponde um valor de $H_{máx}$ igual a 1.44m, com período de pico da onda (T_p) igual a 12 s e direção de onda incidente a 20°;
- OND_2 – Estado limite último: onda associada a uma tempestade com um período de retorno de 100 anos, com altura de onda significativa (H_s) igual a 3.80m no ponto PS8, à qual corresponde um valor de $H_{máx}$ igual a 6.85m, com período de pico da onda (T_p) igual a 15 s e um ângulo de 20° como direção de propagação de onda.

Nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 encontram-se as cotas batimétricas e algumas dimensões geométricas da estrutura em cada secção e as características locais da agitação OND_1 e OND_2. A agitação que incide em cada secção foi calculada com base na informação do ponto PS8 e tendo em conta os fenómenos de refração e empolamento que a onda sofre até atingir a profundidade a que se encontra a secção, considerando válida a teoria linear. Os cálculos efetuados são apresentados no Apêndice B.

Tabela 4.1: Níveis e distâncias a partir do zero hidrográfico.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
Nível da água máximo (m)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Nível do topo da laje (m)	5	5	5	5	5	5	5
Nível da fundação (m)	-7.1	-6.1	-5.1	-4.1	-4.1	-3.1	-2.1
Z_d (m)	9.5	8.5	7.5	6.5	6.5	5.5	4.5
Estado da laje e vigas em relação ao NMM	emerso	emerso	emerso	emerso	emerso	emerso	emerso

Tabela 4.2: Tipo de condição da agitação marítima OND_1.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
H_s (m)	0.81	0.82	0.84	0.86	0.86	0.89	0.93
$H_{máx}$ (m)	1.46	1.48	1.52	1.56	1.56	1.61	1.67
T (s)	12	12	12	12	12	12	12
λ (m)	110.64	105.17	99.27	92.86	92.86	85.84	78.01

Tabela 4.3: Tipo de condição da agitação marítima OND_2.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
H_s (m)	3.86	3.94	4.03	4.14	4.14	4.29	4.2
$H_{máx}$ (m)	6.95	7.09	6.8	6	6	5.1	4.2
T (s)	15	15	15	15	15	15	15
λ (m)	140.62	133.42	125.71	117.39	117.39	108.31	98.27

Capítulo 5

Aplicação das fórmulas ao cálculo de forças em pontes-cais

5.1 Considerações gerais

O cálculo das forças na estrutura em estudo, isto é, a ponte-cais apresentada no Capítulo 4, foi feito, neste capítulo, aplicando as fórmulas de *Douglass*, *McPherson*, *McConnell* e a *AASHTO* uma vez que, das fórmulas analisadas anteriormente no Capítulo 2, são estas as que reúnem as condições de aplicação ao caso em estudo. Utilizou-se ainda, a título de exemplo, a fórmula de *Beal*1999 para o cálculo de forças apesar desta fórmula não ser aplicável ao caso de estudo (Tabela 2.2).

Os cálculos foram feitos tendo em conta sete secções distintas conforme apresentado no Capítulo 4, ou seja, foram seccionados sete perfis transversais da ponte-cais com características e profundidades distintas e usados no cálculo, desprezando-se a presença e o efeito dos pilares bem como das vigas que apoiam nos mesmos. Foi ainda considerado que a agitação incidia perpendicularmente a cada secção (o que não é realista pois normalmente junto à costa os ângulos de incidência são pequenos) correspondendo à condição mais desfavorável.

Para todas estas fórmulas dispunha-se dos elementos necessários para calcular devidamente as forças, excepto para a fórmula *AASHTO*, onde apenas foi possível calcular a força vertical, já que se dispunha das tabelas onde se apresentavam valores de coeficientes necessários ao cálculo da força vertical.

5.2 Aplicação das fórmulas ao cálculo das forças nas secções transversais

As fórmulas foram aplicadas a cada secção e para a condição de agitação *OND_2* (Tabela 4.3). Para a *OND_1*, como a elevação máxima da superfície era inferior à base da laje, as fórmulas não previam qualquer ação da onda na laje. Inicialmente foram aplicadas todas as formulações à *SECÇÃO 6*. A Tabela 5.1 e a Figura 5.1 apresentam os resultados obtidos com as fórmulas para a *SECÇÃO 6* e com as condições da agitação marítima *OND_2*.

Tabela 5.1: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com as condições da agitação marítima OND_2.

MÉTODO	F_y (kN)	F_z (kN)
<i>Douglass</i>	957.8	2787.3
<i>McPherson</i>	489.9	1816.0
<i>AASHTO</i>	-	2497.4
<i>McConnell</i>	256.6	3528.9
<i>Bea1999</i>	775.4	395.4

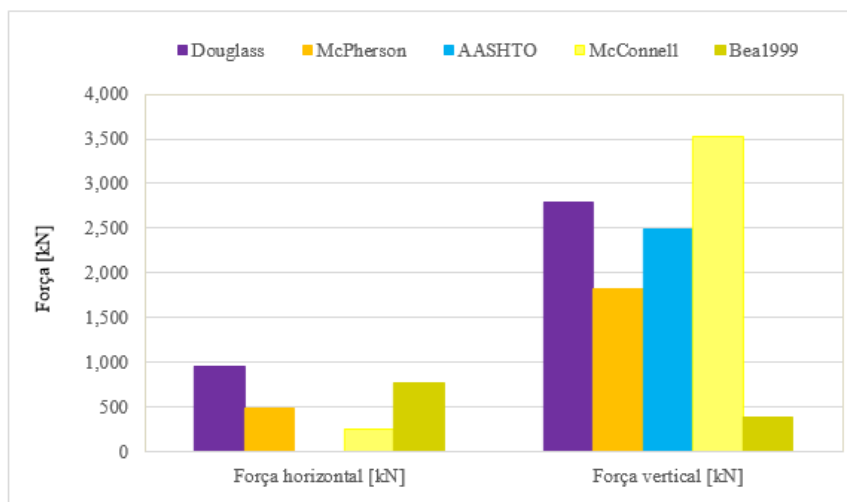


Figura 5.1: Forças obtidas com a aplicação das fórmulas para a SECÇÃO 6, com a condição de agitação OND_2.

Com os resultados obtidos da aplicação das fórmulas na SECÇÃO 6 e da análise da figura anterior pode-se verificar que:

- As forças verticais variam muito consoante a fórmula utilizada, com *Douglass* a dar um valor 7 e 1.5 vezes superior à de *Bea1999* e *McPherson* respetivamente. As forças horizontais também variam consoante a fórmula mas as maiores diferenças são inferiores às obtidas nas forças verticais, com *Douglass* a dar valores aproximadamente 4 vezes superiores a *McConnell*;
- A força vertical calculada por *Bea1999* subestima os valores das forças comparativamente às outras fórmulas. Conforme explicado no Capítulo 2, isto pode dever-se ao facto desta fórmula estar a ser aplicada fora do seu limite de validade, já que a sua aplicação é direcionada para plataformas *offshore* e o autor não se focou na análise das forças verticais;
- As forças calculadas por *McPherson*, quer verticais quer horizontais, são inferiores às forças calculadas por *Douglass* apesar de serem fórmulas com modelos de cálculo similares. Conforme referido no capítulo 2, *McPherson* continuou o trabalho de *Douglass* mas salientou que as forças obtidas pelo método de *Douglass* conduzem a resultados sobreestimados;

5.2. APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS AO CÁLCULO DAS FORÇAS NAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

- A formulação de *McConnell* apresenta os menores valores da força horizontal e os maiores valores da força vertical;
- A formulação de *AASHTO*, que é a que tem em conta mais características da estrutura, apresenta valores da força vertical entre as resultantes da aplicação das fórmulas de *McPherson* e *Douglass*.

Na Figura 5.2 apresentam-se as forças verticais e horizontais obtidas na SECÇÃO 1 por cada uma das fórmulas. No Apêndice C apresentam-se os resultados para as SECÇÕES 2 a 7.

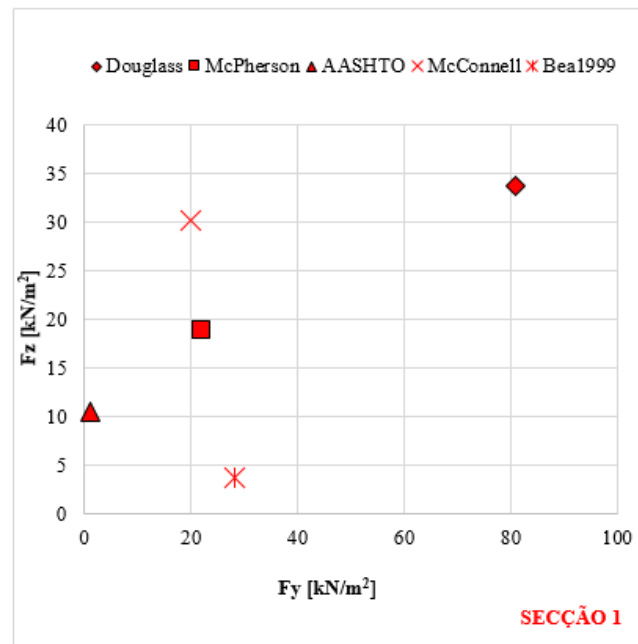


Figura 5.2: Forças na SECÇÃO 1 para todas as fórmulas.

Como se pode observar na figura, as conclusões apresentadas para a SECÇÃO 6 verificam-se, em geral, para a SECÇÃO 1, embora nesta secção a fórmula de *Douglass* apresenta valores de força vertical superior à de *McConnell* e a força horizontal de *Douglass* seja bastante superior à das restantes formulações. Para verificar a influência das características das secções, aplicou-se a fórmula de *Douglass* a todas as secções.

Na Tabela 5.2 e Figura 5.3 apresentam-se os resultados obtidos com a fórmula de *Douglass* para todas as secções. Note-se que as forças obtidas são apresentadas por unidade de área (m^2) de modo a podermos comparar as forças entre secções uma vez que estas têm dimensões diferentes.

Tabela 5.2: Cálculo das forças com a fórmula de *Douglass* e com as condições da agitação marítima OND_2.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
Força horizontal [kN/m ²]	81.0	78.3	40.8	31.8	40.9	22.8	13.8
Força vertical [kN/m ²]	33.8	32.6	26.1	19.7	19.7	13.3	6.8

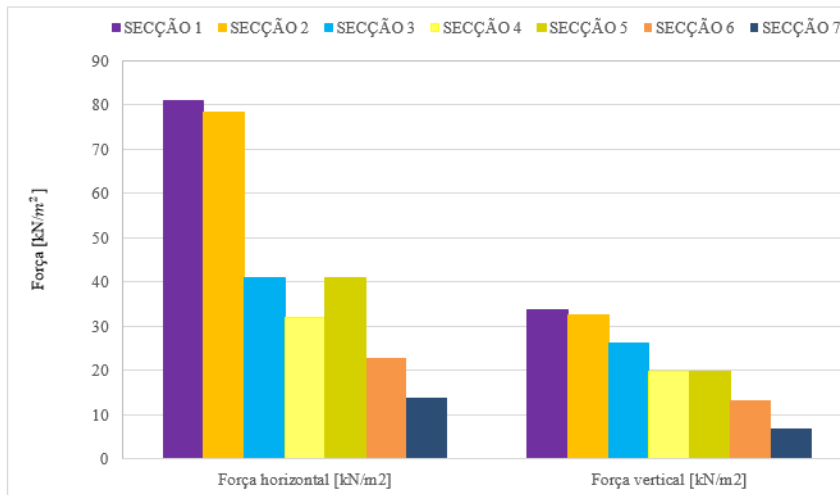


Figura 5.3: Força horizontal e vertical nas SECÇÕES 1 a 7 usando a fórmula de *Douglass*.

Com os resultados obtidos da aplicação da fórmula de *Douglass* em todas as secções podem-se retirar as seguintes conclusões:

- As forças máximas ocorrem onde a profundidade do fundo relativamente ao NMM é maior (Z_d), ou seja, na SECÇÃO 1 e 2;
- As forças mínimas ocorrem na profundidade mais pequena (SECÇÃO 7);
- As forças verticais apresentam a tendência de reduzir ao longo da estrutura desde a SECÇÃO 1 até à SECÇÃO 7;
- As forças horizontais apresentam também uma tendência a reduzir ao longo da estrutura, excepto entre as SECÇÕES 3 e 5. As SECÇÕES 4 e 5 possuem igual profundidade mas secções diferentes enquanto que as SECÇÕES 3 e 4 possuem profundidades diferentes e secções praticamente iguais.

Salienta-se que esta tendência é verificada para todas as fórmulas (os resultados das forças calculadas pelas restantes fórmulas são apresentados no Apêndice C) excepto para a fórmula de *AASHTO* conforme se apresenta na Tabela 5.3 e Figura 5.4:

Tabela 5.3: Cálculo das forças em todas as secções com a fórmula de *AASHTO* e com as condições da agitação marítima *OND_2*.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
Força vertical [kN/m ²]	10.5	8.9	16.0	13.3	8.0	8.9	4.7

5.2. APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS AO CÁLCULO DAS FORÇAS NAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

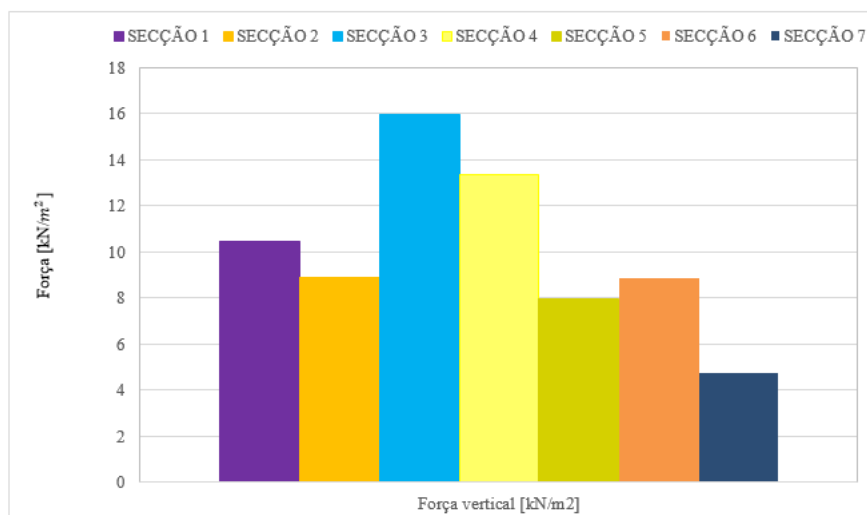


Figura 5.4: Forças verticais nas SECÇÕES 1 a 7 usando a fórmula de AASHTO.

Efetivamente, os resultados obtidos da aplicação da fórmula de AASHTO em todas as secções e ao contrário do que sucedeu com as outras fórmulas, apresentam forças máximas nas secções 3 e 4. Isto pode dever-se ao facto desta fórmula ter em conta vários parâmetros relacionados com a geometria da estrutura (como por exemplo, uma aplicação específica de coeficientes tabelados), ter um modelo de cálculo bastante diferente e mais complexo do que as demais fórmulas conforme foi indicado no Capítulo 2.

Na Tabela 5.4 resumem-se os resultados obtidos, isto é, apresentam-se as forças obtidas por cada fórmula em cada secção.

Tabela 5.4: Cálculo das forças em todas as secções com todas as fórmulas e com as condições da agitação marítima OND_2.

SECÇÃO	1		2		3		4		5		6		7	
Forças	Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz
[kN/m ²]														
<i>Douglass</i>	81	34	78	33	41	26	32	20	41	20	23	13	14	7
<i>McPherson</i>	22	19	21	18	18	17	10	14	15	12	12	9	8	5
<i>AASHTO</i>	—	11	—	9	—	16	—	13	—	8	—	9	—	5
<i>McConnell</i>	20	30	20	29	15	25	11	21	11	22	6	17	2	13
<i>Bea1999</i>	28	4	29	4	25	3	22	3	22	2	19	2	15	1

Nas Figuras 5.5 e 5.6 resumem-se os resultados obtidos para as forças verticais e horizontais respetivamente.

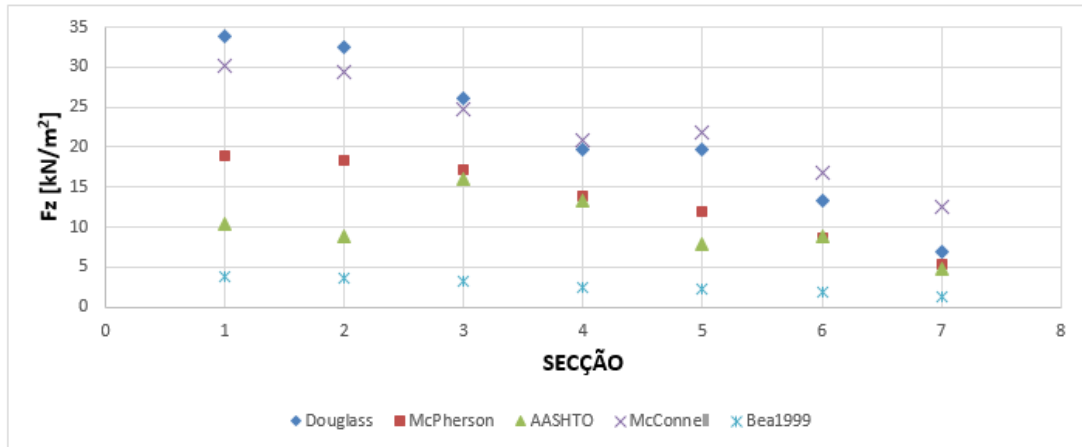


Figura 5.5: Forças verticais em todas as secções para todas as fórmulas.

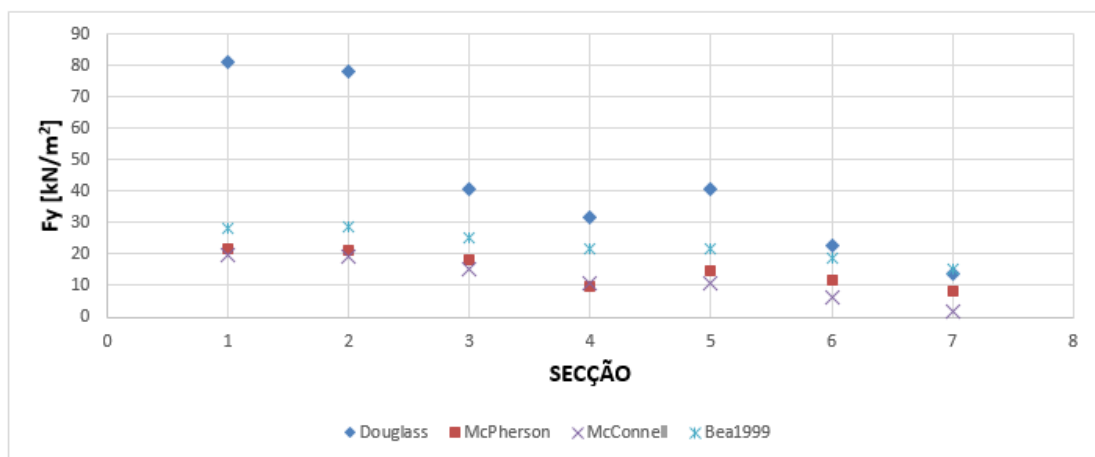


Figura 5.6: Forças horizontais em todas as secções para todas as fórmulas.

Com os resultados obtidos na Tabela 4.7 e com a análise das figuras anteriores podem-se retirar as seguintes conclusões:

- Da SECÇÃO 1 à 3, a fórmula de *Douglass* é a que apresenta os valores máximos das forças verticais enquanto da SECÇÃO 4 à 7, os valores máximos das forças verticais são os calculados com a fórmula de *McConnell*, no entanto, estas duas fórmulas dão valores próximos entre si;
- A fórmula de *Bea1999* dá valores de forças verticais inferiores aos obtidos com as restantes fórmulas, mas a diferença de valores vai diminuindo da SECÇÃO 1 até à 7;
- Nas SECÇÕES 3, 4, 6 e 7 as fórmulas de *McPherson* e *AASHTO* dão valores de forças verticais semelhantes, mas nas SECÇÕES 1, 2 e 5 a fórmula de *AASHTO* dá valores inferiores;
- As fórmulas de *McPherson*, *McConnell* e *Bea1999* apresentam uma baixa variação das forças horizontais da SECÇÃO 1 à 7 quando comparadas com a fórmula de *Douglass* que apresenta valores muito superiores nas SECÇÕES 1 e 2;

5.2. APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS AO CÁLCULO DAS FORÇAS NAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

- A fórmula de *Douglass* apresenta valores de forças horizontais superiores às restantes fórmulas em todas as secções excepto a SECÇÃO 7, sendo a diferença mais evidente nas SECÇÕES 1, 2 e 5.

Capítulo 6

Aplicação da modelação numérica ao cálculo de forças em pontes-cais

6.1 Considerações gerais

Para calcular as forças nas secções transversais da ponte-cais em estudo tendo em conta a estrutura, a profundidade, a agitação e modelando os principais fenómenos que ocorrem na interação de ondas com este tipo de estruturas, aplicou-se o modelo IH-2VOF ao caso de estudo.

Para a aplicação do modelo IH-2VOF é necessário, uma vez estabelecidos os domínios numéricos, definir os dados de entrada do modelo em conformidade com as características das ondas a propagar, em particular, as características da malha a utilizar.

Para verificar qual a discretização da malha que permite uma correta representação dos fenómenos com o menor custo computacional foi feito, inicialmente, um estudo de convergência. Após a escolha da discretização da malha a utilizar, aplicou-se o modelo às secções transversais 1 a 6 definidas no Capítulo 4 (Figura 4.2), e analisaram-se os resultados obtidos, nomeadamente as forças na estrutura.

6.2 Estudo de convergência com a malha

Os métodos numéricos fornecem uma aproximação da solução exata, logo existe sempre um erro associado à sua utilização. Conforme referido anteriormente, o IH-2VOF resolve as equações RANS em vários pontos do domínio, sendo estes definidos pela dimensão da malha e por sua vez influenciam a precisão dos resultados. Para quantificar essa influência nos resultados foram feitas simulações com diferentes discretizações da malha e análises da influência da dimensão da malha nos resultados do modelo, concretamente na força resultante na laje: estudo de convergência. O objetivo é compreender se o aumento da discretização do domínio se traduz ou não numa estabilização da solução obtida.

Sendo assim foi feita uma análise dos resultados de elevação de superfície livre e das forças obtidas pelo modelo na SECÇÃO 6 com 4 níveis de refinamento da malha, de uma malha grosseira, com 45864 elementos, até uma malha fina, com 213210 elementos. As características das 4 malhas estão apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Configurações do estudo das malhas usadas na SECÇÃO 6.

Identificação da malha	MF	MI	MG	MSG
Δx (m)	0.1	0.125	0.25	0.25
Δy (m)	0.1	0.1	0.14	0.2
Total células segundo x	2369	1936	819	819
Total células segundo y	90	90	67	56
Total células no domínio	213210	174240	54873	45864

Para efeitos da obtenção de resultados para o estudo de convergência foi utilizada uma condição de agitação regular dada por uma altura de onda $H=1.61\text{m}$ e um período $T=15\text{ s}$ (condição de agitação OND_1 conforme apresentado na Tabela 4.2), variando apenas as características da malha. Esta condição corresponde à altura de onda significativa e período de pico de projeto para esta secção (Tabela 4.2). Para saber que teoria de ondas se adequa mais a estas condições, utilizou-se o ábaco que relaciona a altura de onda ($H=1.61\text{m}$) com a profundidade respectiva ($Z_d=5.5\text{m}$), apresentado na Figura 6.1.

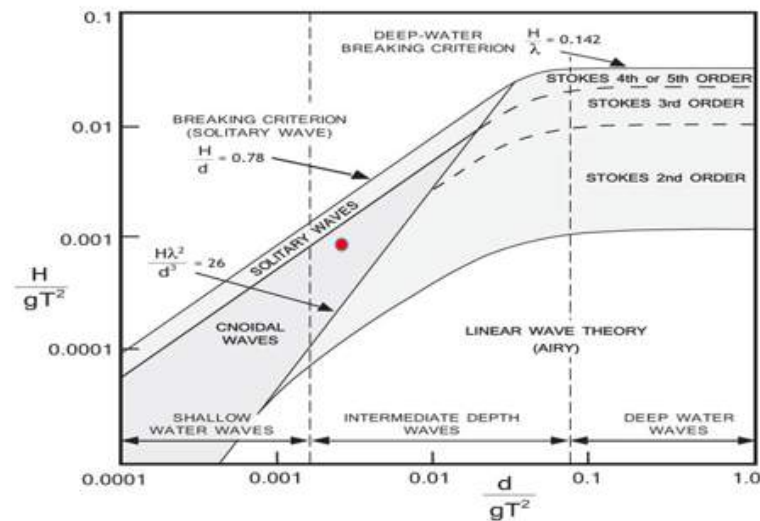


Figura 6.1: Seleção da teoria de onda (adaptado de Sarpkaya and Isaacson 1981).

Este ábaco tem em conta o limite de rebentação da onda e as várias teorias de ondas e permite selecionar a teoria de onda recomendada pelos autores Sarpkaya e Isaacson em 1981 que é depois introduzida como dado para a geração da agitação. Neste caso em concreto, o ábaco indica-nos a zona das ondas cnoidais (sinal vermelho). Uma vez que o modelo não tem a opção de simular ondas cnoidais utilizou-se a onda de Stokes de 4ª ordem como teoria de geração das ondas no batedor estático.

A Figura 6.2 apresenta o domínio de cálculo numérico aplicado à SECÇÃO 6, no ambiente de trabalho do CORAL. Nestas figuras, a linha azul horizontal indica a posição da superfície livre em repouso, a amarelo a estrutura impermeável e a trama a verde indica a discretização da malha nas duas direções.

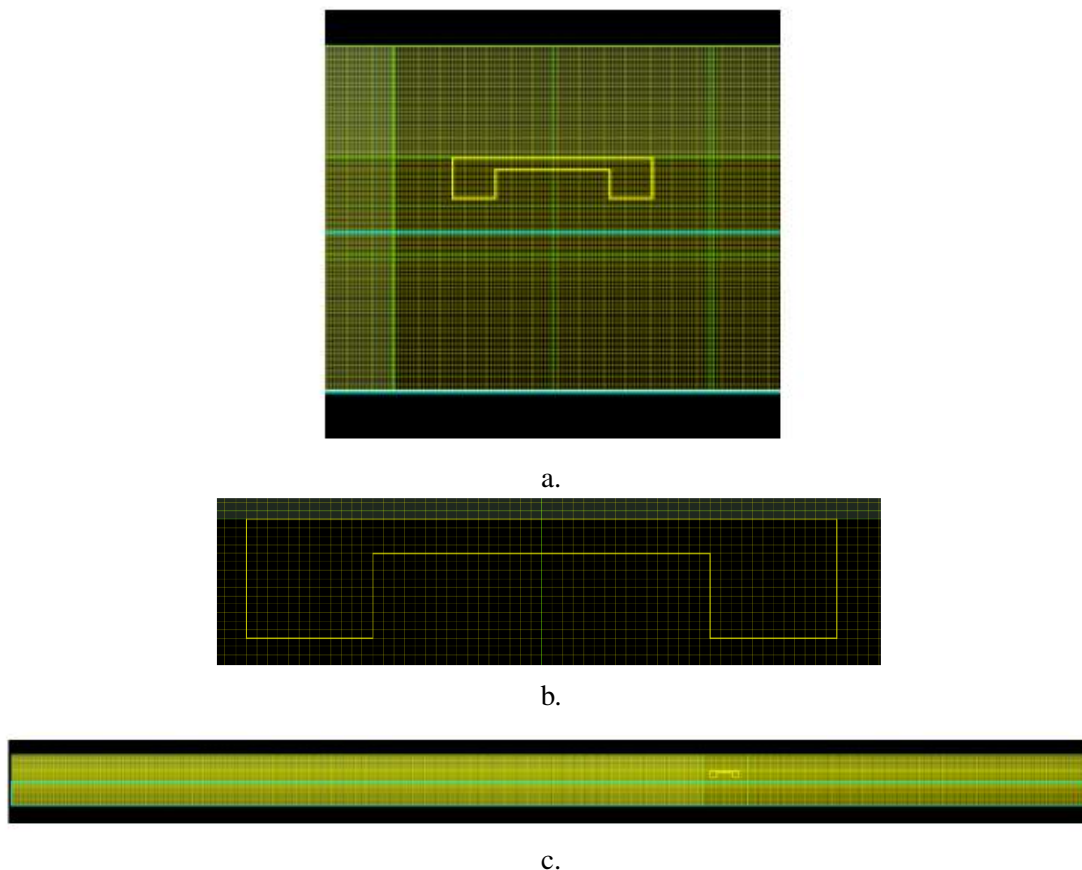


Figura 6.2: Domínio de cálculo numérico na SECÇÃO 6.

A Figura 6.3 apresenta a variação da dimensão da malha MI segundo o eixo x e y na SECÇÃO 6. Como se pode observar a malha tem zonas de dimensão variável e uma zona, junto à estrutura, de dimensão fixa e mínima, quer em x quer em y . Foi esta dimensão mínima junto à estrutura que se variou de malha para malha.

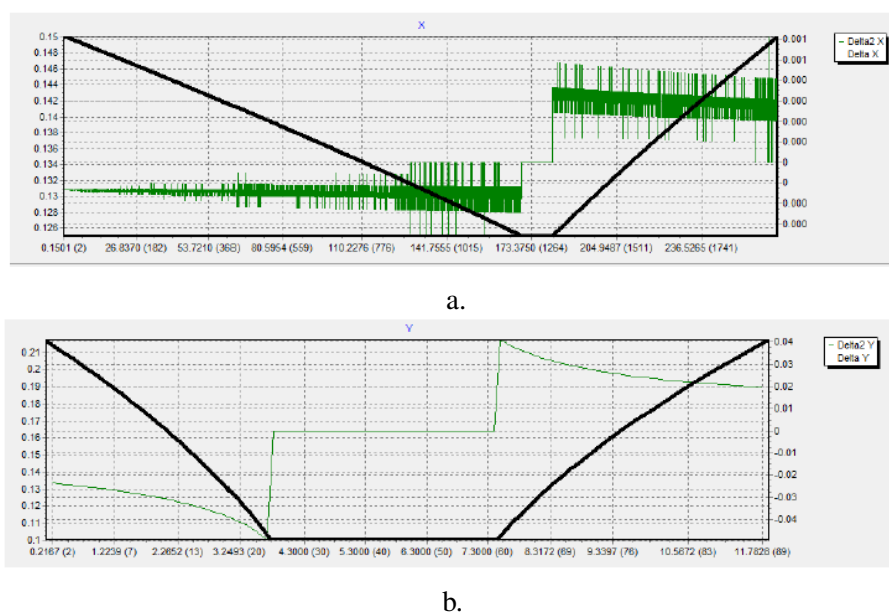


Figura 6.3: Verificação da qualidade da malha MI no CORAL.

Da execução do modelo, os resultados obtidos com as diferentes malhas foram comparados com os da malha com maior discretização (MF) e que, em princípio, terão maior precisão. Os resultados analisados são: forças verticais e horizontais na estrutura, elevação da superfície livre (η) ao longo do domínio, obtidas através da análise da série temporal da superfície livre medidas em sondas numéricas e o tempo de cálculo de cada corrida (Tabela 6.8).

Na Figura 6.4 e Tabela 6.2 apresentam-se as localizações das sondas de elevação da superfície livre colocadas no modelo.

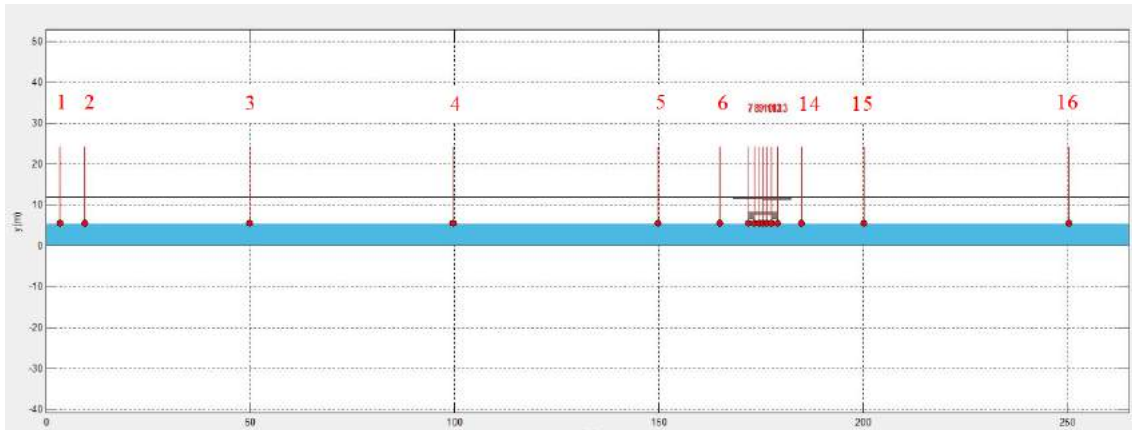


Figura 6.4: Localização das 16 sondas no modelo IH-2VOF na SECÇÃO 6.

Tabela 6.2: Localização das sondas 1 a 16.

Sonda	1	2	3	4	5	6	7	8
$x(m)$	3.47	9.57	49.88	99.74	149.87	164.98	172.00	173.50
Sonda	9	10	11	12	13	14	15	16
$x(m)$	174.50	175.50	176.50	177.50	179.00	184.91	200.26	250.39

Para comparação da superfície livre analisaram-se as séries temporais de superfície livre em quatro sondas numéricas, uma próxima da geração da agitação (sonda 3), duas na proximidade da estrutura, uma antes desta (sonda 6) e outra depois (sonda 14) e uma na zona central da estrutura (sonda 10). As Figuras 6.5, 6.6, 6.7 e 6.8 apresentam as séries temporais da elevação da superfície livre nas sondas 3, 6, 10 e 14 para as 4 malhas.

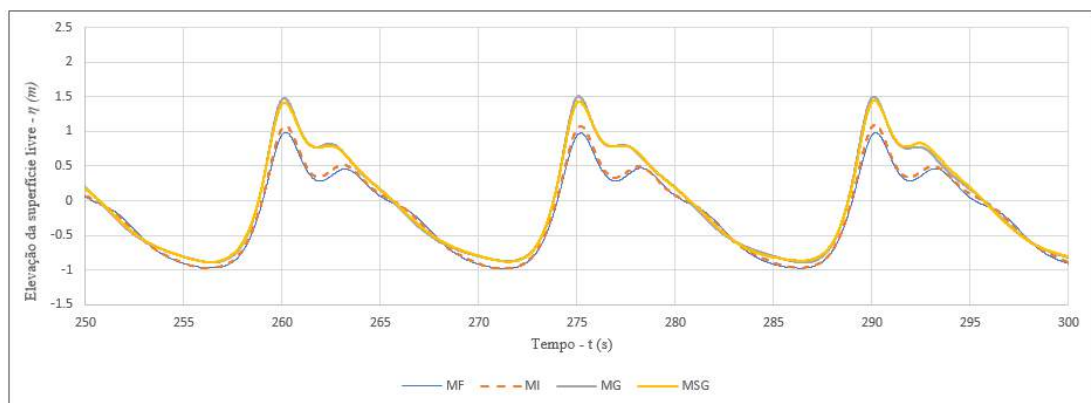


Figura 6.5: Elevação da superfície livre em função do tempo na SONDA 3 para as 4 malhas.

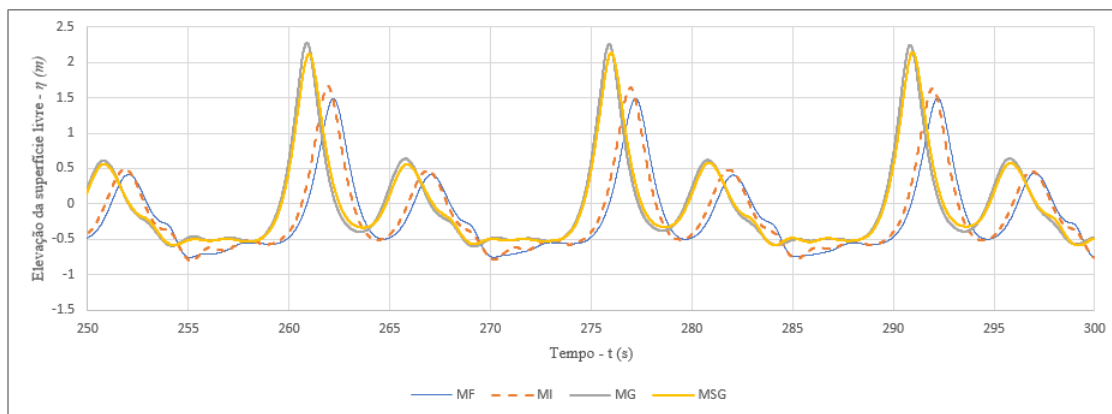


Figura 6.6: Elevação da superfície livre em função do tempo na Sonda 6 para as 4 malhas.

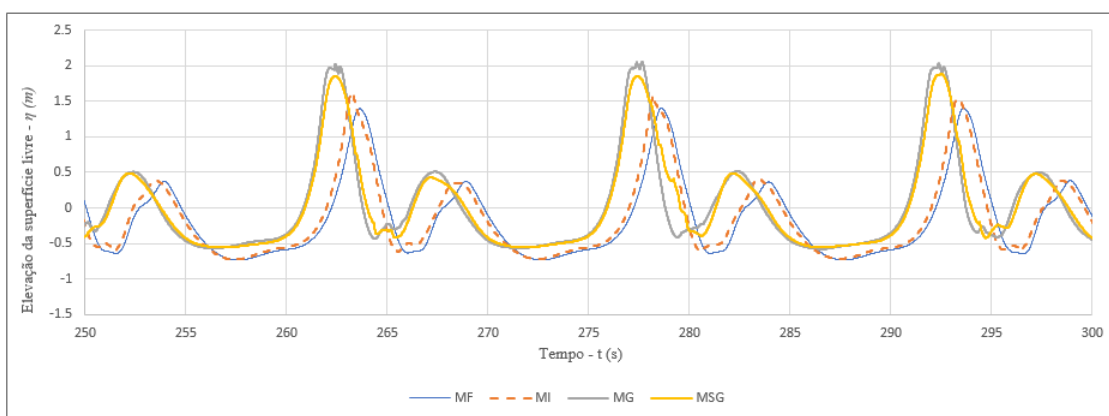


Figura 6.7: Elevação da superfície livre em função do tempo na Sonda 10 para as 4 malhas.

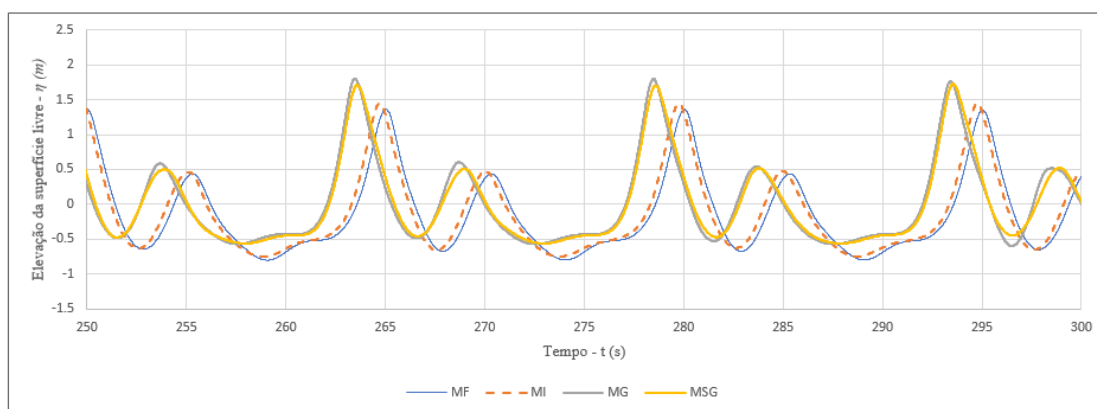


Figura 6.8: Elevação da superfície livre em função do tempo na Sonda 14 para as 4 malhas.

Da análise das figuras pode-se concluir que:

- Existe um desfasamento da superfície livre obtida com as malhas MG e MSG em relação às malhas MF e MI nas sondas próximas da estrutura, devido às diferenças ao nível da discretização da malha, que leva a diferenças na interação da onda com a estrutura e na fase

da onda refletida. Na SONDA 3 esse desfaseamento não existe, mas existe uma diferença de amplitude das cristas, sendo mais elevadas nas MG e MSG;

- Existe um desfaseamento muito pequeno da superfície livre obtida com a malha MI relativamente à MF, também apenas para as sondas mais próximas da estrutura e, como tal, mais afetadas pela fase da onda refletida, sendo mais evidenciado nas cristas das ondas onde o declive é mais acentuado;
- Na SONDA 10, na zona da estrutura, as cristas da MG são mais elevadas e apresentam umas irregularidades/oscilações que podem estar relacionadas com ligeiras interações da onda com a estrutura, o que não ocorre com as outras malhas. Neste caso, a onda deve interagir de forma suave com a estrutura, o que induz a este tipo de oscilações.

Para quantificar as diferenças nos resultados do modelo numérico obtidos com as diferentes malhas, relativos à elevação da superfície livre, foram calculados os seguintes parâmetros estatísticos (Willmott et al., 1985):

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2} \quad (6.1)$$

$$ic = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2}{\sum_{i=1}^n [(|X_i - \bar{Y}|) + (|Y_i - \bar{Y}|)]^2} \quad (6.2)$$

Descrição dos parâmetros:

- RMSE Raiz do erro quadrático médio;
- n N° de parâmetros da análise;
- X_i Valor da grandeza da malha a comparar;
- Y_i Valor da grandeza da malha de referência (malha MF);
- ic Índice de concordância;
- \bar{Y} Valor da grandeza médio da malha de referência (malha MF).

A raiz do erro quadrático médio (em inglês, *Root Mean Square Error* - RMSE) expressa a média da distância entre os valores de referência e os resultados obtidos pela malha. O índice de concordância (ic) quantifica a aproximação dos resultados em estudo, onde $ic = 0$ significa a inexistência de concordância e $ic = 1$ uma concordância perfeita.

O cálculo destes parâmetros é apresentado nas Tabelas 6.3, 6.4 e 6.5. A malha de referência é a malha mais fina (MF).

Tabela 6.3: Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MI nas SONDAS 1 a 16.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8
RMSE (m)	0.0537	0.0401	0.0397	0.0827	0.1366	0.1496	0.1453	0.1585
ic	0.9981	0.9990	0.9990	0.9952	0.9873	0.9831	0.9826	0.9836
SONDA	9	10	11	12	13	14	15	16
RMSE (m)	0.1716	0.1570	0.1550	0.1384	0.1681	0.1419	0.1479	0.1562
ic	0.9791	0.9815	0.9813	0.9836	0.9799	0.9844	0.9828	0.9791

Tabela 6.4: Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MG nas SONDAS 1 a 16.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8
RMSE (m)	0.2530	0.2532	0.2397	0.4372	0.7437	0.7521	0.6963	0.7153
ic	0.9656	0.9647	0.9680	0.8787	0.5739	0.5318	0.5460	0.6482
SONDA	9	10	11	12	13	14	15	16
RMSE (m)	0.7664	0.7601	0.7639	0.6295	0.6949	0.7178	0.7422	0.8019
ic	0.5648	0.5635	0.5444	0.6043	0.6249	0.5368	0.4879	0.3628

Tabela 6.5: Parâmetros estatísticos indicadores da precisão da malha MSG nas SONDAS 1 a 16.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8
RMSE (m)	0.2457	0.2461	0.2290	0.3919	0.6746	0.6848	0.6630	0.6977
ic	0.9671	0.9661	0.9703	0.9021	0.6538	0.6141	0.5874	0.6451
SONDA	9	10	11	12	13	14	15	16
RMSE (m)	0.6851	0.6630	0.6810	0.5621	0.6592	0.6583	0.6813	0.7409
ic	0.6495	0.6547	0.6364	0.6835	0.6607	0.6155	0.5712	0.4468

Na Figura 6.9 apresenta-se o RMSE calculado para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas colocadas no domínio computacional.

Na Figura 6.10 apresenta-se o índice de concordância (ic) calculado para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas colocadas no domínio computacional.

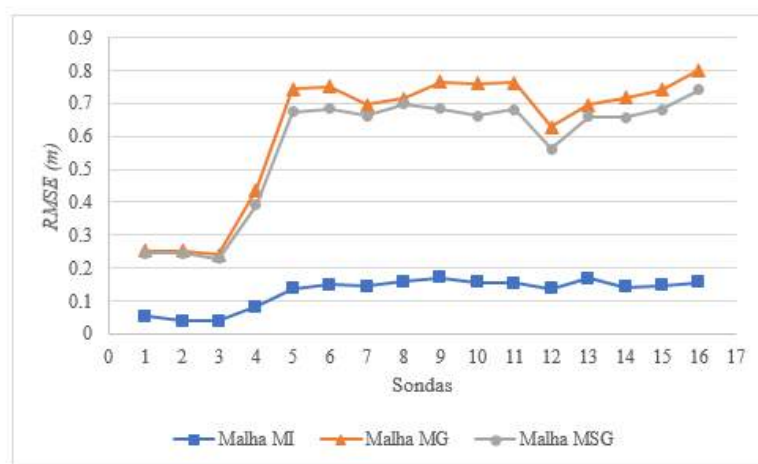


Figura 6.9: RMSE para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas.

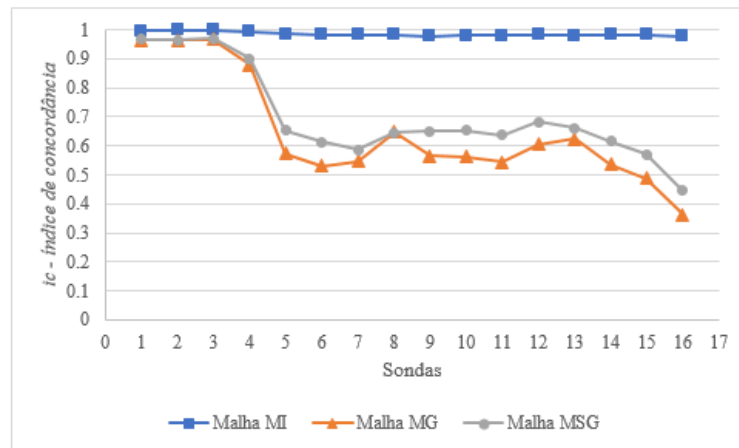


Figura 6.10: Representação gráfica do ic para as 3 malhas (MI, MG e MSG) e as 16 sondas.

Da análise das Tabelas 6.3 a 6.5 e das Figuras 6.9 e 6.10 pode-se concluir:

- O aumento dos valores de RMSE e a diminuição do ic acontecem a partir da SONDA 5, onde a influência da interação entre a onda e a estrutura é mais importante. O aumento das diferenças entre a SONDA 3 e 5 deve-se ao facto de se atingir uma zona crítica, ou seja, uma zona onde a proximidade da onda ao obstáculo é cada vez menor e consequentemente a influência da interação da onda na estrutura é cada vez maior. Nas SONDAS de 1 a 3 esta influência é mínima. Esta análise é reforçada com a visualização dos espetros das Figuras 6.11 e 6.12, onde se verifica a presença de harmónicas de energia considerável nestas sondas, o que já não acontece na SONDA 3, onde a maior parte da energia está na frequência da onda incidente;
- A diferença de valores do RMSE entre a MI e a malha de referência (MF) é baixa, aumentando a partir da SONDA 4, mais próxima da estrutura, mas não ultrapassando 0.17. Da mesma forma os valores de ic são elevados, sempre superiores a 0.979;
- As diferenças de valores do RMSE e o ic entre a MG e MSG e a malha de referência são semelhantes, embora os valores RMSE já subam para valores da ordem dos 0.80 nas sondas mais próximas da estrutura e os valores de ic desçam, nessas sondas para valores da ordem de 0.50.

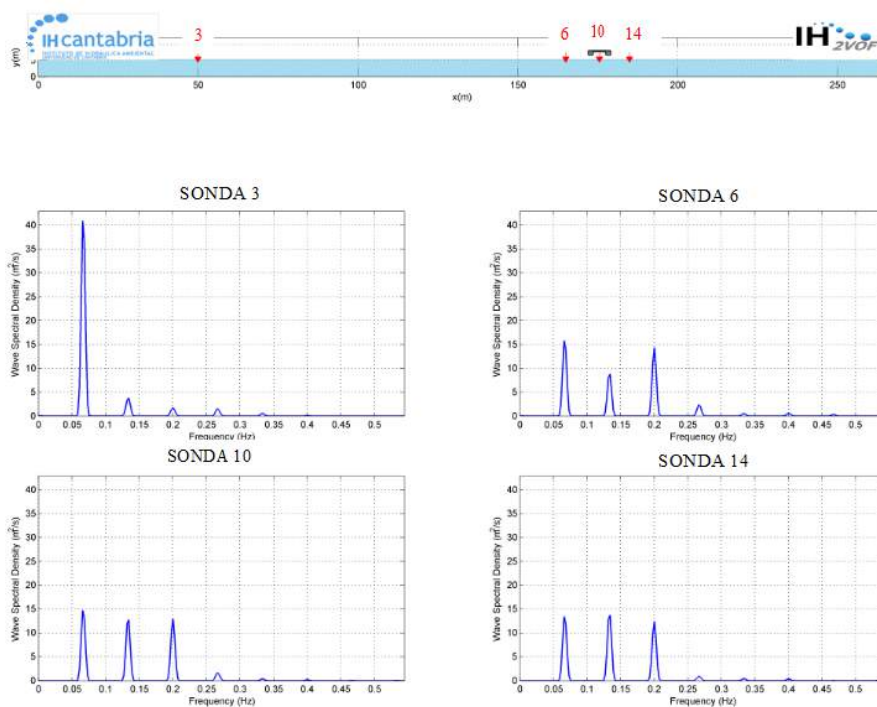


Figura 6.11: Espectro da onda nas sondas 3, 6, 10 e 14 para a malha MG.

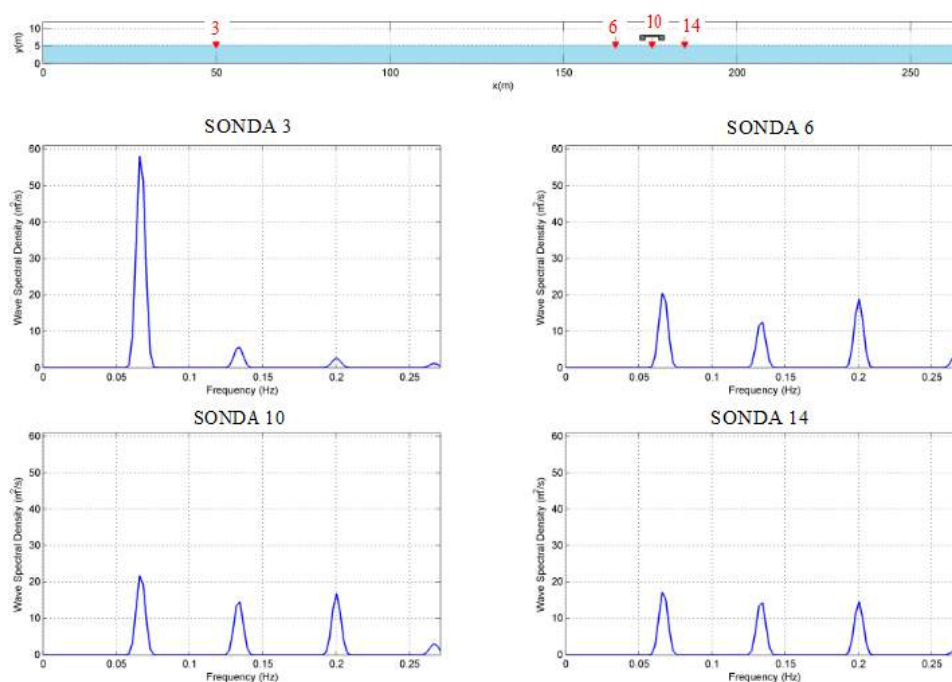


Figura 6.12: Espectro da onda nas sondas 3, 6, 10 e 14 para a malha MSG.

A análise de convergência com a malha é também realizada para as forças atuando na estrutura. As forças são analisadas em 3 superfícies na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.53 e em 2 superfícies verticais indicadas na Figura 6.54, já que são estas as que contribuem para a instabilização da estrutura. A força total vertical ou horizontal corresponde à soma de cada uma

destas componentes. Para o cálculo das forças apresentadas, fez-se a média das forças obtidas em 47 ondas.

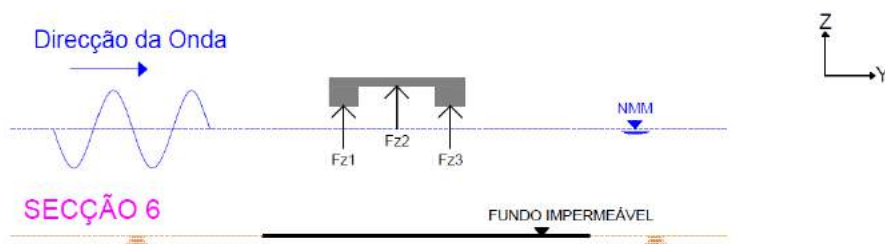


Figura 6.13: Forças verticais na SECÇÃO 6.

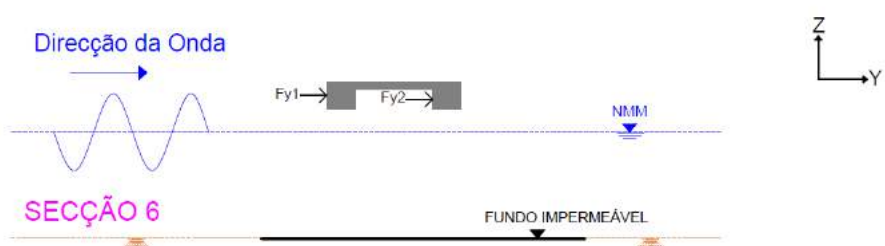


Figura 6.14: Forças horizontais na SECÇÃO 6.

A Tabela 6.6 e a Figura 6.15 apresentam o valor médio das forças verticais na base da estrutura para as 4 malhas.

Tabela 6.6: Forças médias verticais na base da estrutura para as 4 malhas.

MALHA	MF	MI	MG	MSG
$\overline{Fz1}$ (kN/m)	2.97	4.13	9.35	8.57
$\overline{Fz2}$ (kN/m)	0	0.015	3.67	0.88
$\overline{Fz3}$ (kN/m)	1.76	1.77	4.77	4.82
$\overline{Fztotal}$ (kN/m)	2.97	4.13	10.85	8.34

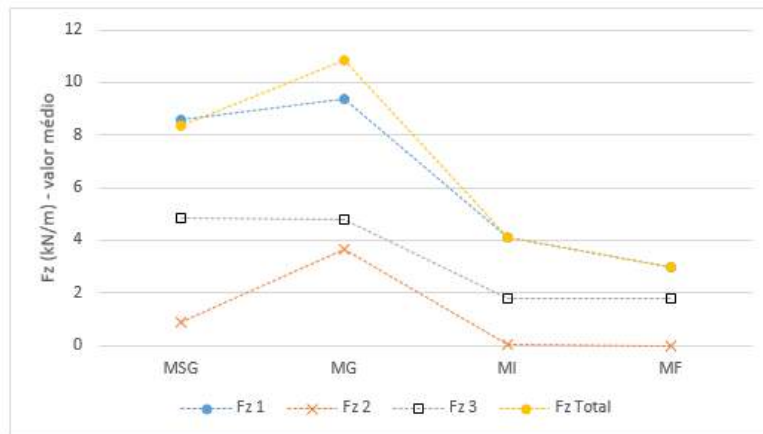


Figura 6.15: Forças médias verticais na base da estrutura para as 4 malhas.

Da análise da Tabela 6.6 e da Figura 6.15 pode-se concluir que:

- Existe uma boa convergência das forças à medida que reduzimos a dimensão da malha, com uma boa concordância entre as forças obtidas com as malhas MF e MI, especialmente nas superfícies 2 e 3;
- A superfície 1 é a que apresenta maiores diferenças da força com a dimensão da malha, já que é a que sofre o maior impacto da onda incidente e é a única que não converge para um dado valor já na malha MI. No entanto, as diferenças entre as malhas MI e MF são pequenas, da ordem de 30% enquanto que entre MF e MG é de 70%;
- É de referir que, devido ao desfasamento das forças no tempo entre as diferentes superfícies, a Fz total não corresponde ao somatório das forças parciais conforme se verifica na Tabela 6.6 e na Figura 6.16.

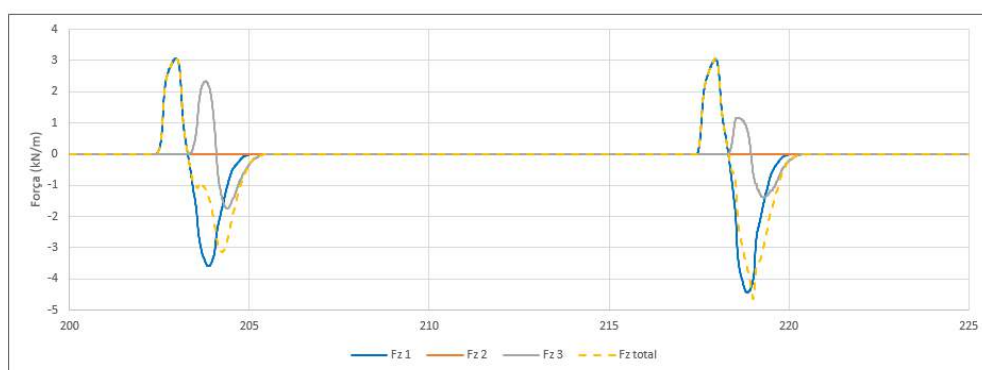


Figura 6.16: Séries temporais das forças verticais e força total na base da estrutura.

A Tabela 6.7 e a Figura 6.17 apresentam o valor das forças médias horizontais e totais na face lateral da estrutura para as 4 malhas.

Tabela 6.7: Forças médias horizontais e totais na face lateral da estrutura para as 4 malhas.

MALHA	MF	MI	MG	MSG
$F_y 1$ (kN/m)	1.56	2.82	9.29	7.46
$F_y 2$ (kN/m)	0.51	1.19	5.77	3.87
$F_y total$ (kN/m)	0.998	2.82	9.85	7.51

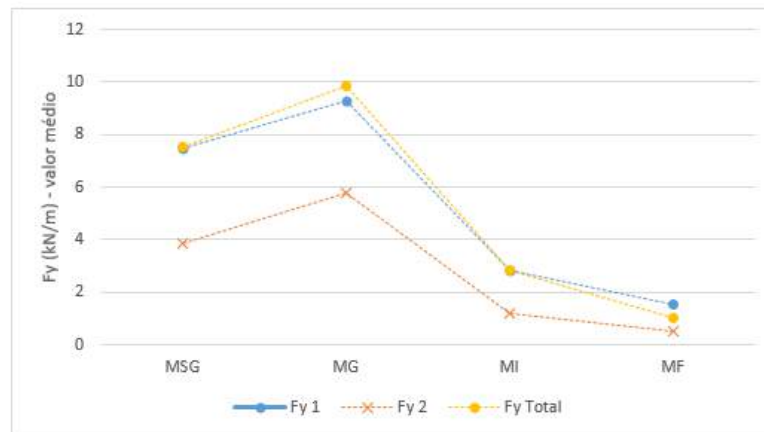


Figura 6.17: Forças médias horizontais e totais na face lateral da estrutura para as 4 malhas.

Da análise da Figura 6.17 pode-se concluir:

- Existe, tal como para a força vertical, uma boa convergência das forças à medida que reduzimos a dimensão da malha, com uma boa concordância entre as forças obtidas para as malhas MF e MI, com valores próximos para todas as superfícies e também para a força total.

Por fim, o tempo de cálculo faz parte dos critérios que se deve tomar em conta no CFD, por isso analisa-se o tempo de cálculo necessário para as 4 malhas. Para esta comparação ser possível, salienta-se que em todas as simulações foi usado o mesmo tempo de simulação (750s).

Na Tabela 6.8 e a Figura 6.18 apresenta-se o tempo de cálculo obtido e o número de células para cada malha.

Tabela 6.8: Número de células e tempo de cálculo para cada malha.

Identificação da malha	MF	MI	MG	MSG
Número de células	213210	174240	54873	45864
Tempo de cálculo (minutos)	1257	715	254	173

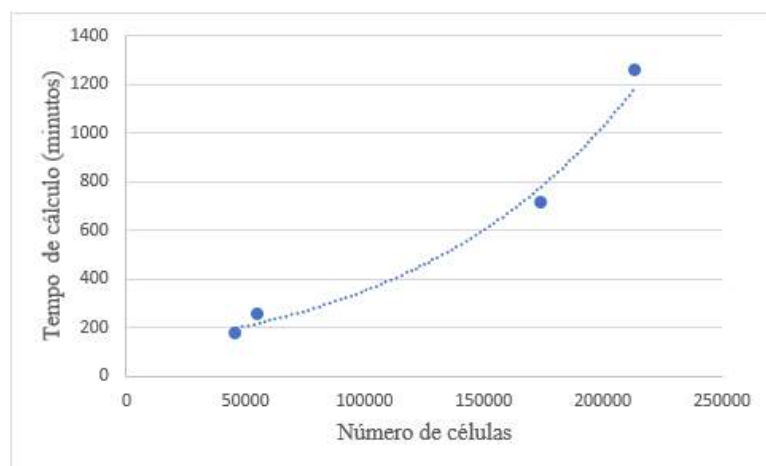


Figura 6.18: Tempo de cálculo nas diferentes malhas.

Da análise da Figura 6.18 e da Tabela 6.8 pode-se concluir:

- O tempo de cálculo aumenta de forma não linear com o número de células;
- As malhas grosseiras apresentam um tempo de cálculo bastante mais reduzido do que as malhas finas, como expectável, uma vez que também são menos discretizadas;
- A malha MF apresenta um tempo de 542 minutos (cerca de 9 horas) superior à malha MI, o que se considera pouco relevante.

Face aos resultados e conclusões obtidas durante o estudo de convergência, a malha escolhida para usar no modelo nas restantes secções transversais foi a malha MF, já que é, em princípio a que leva a resultados mais precisos e o tempo de cálculo não é muito superior ao da malha MI.

6.3 Aplicação do modelo nas secções transversais

Após a análise de convergência que permitiu definir a malha MF (Tabela 6.1) como a mais indicada para as simulações numéricas, iniciou-se o cálculo das forças nas SECÇÕES 1 a 6 com o modelo numérico IH-2VOF. A SECÇÃO 7 não foi considerada nestes cálculos pois trata-se da secção onde se obteve os valores de forças mais baixos através da aplicação das fórmulas.

Começou-se por modelar a SECÇÃO 6 com $H_{máx}$ igual a 5.1m (Tabela 4.3). No entanto, durante a simulação, verificou-se que ocorria rebentação da onda junto ao batedor estático (Figura 6.19), o que levava à paragem da simulação já que a coluna de água saía do domínio.

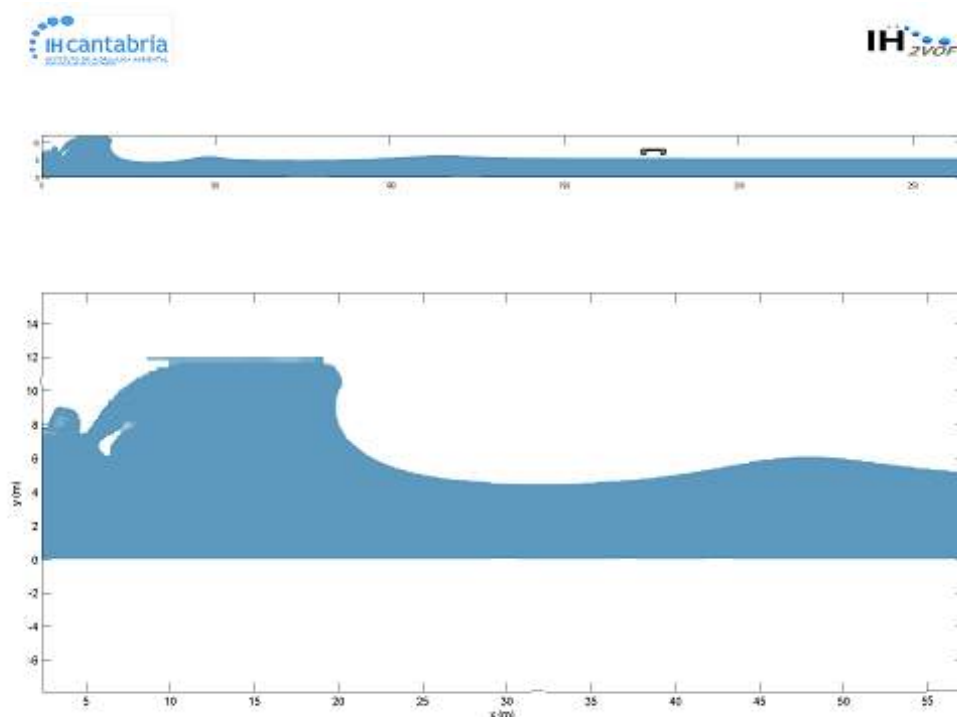


Figura 6.19: Rebentação da onda junto ao batedor.

De forma a resolver-se esta situação e consequentemente ser possível modelar a altura de onda pretendida, foi necessário efetuar um ajuste no fundo do canal. Para tal, aumentou-se a profundidade do canal, junto ao batedor, em 4m e posteriormente efetuou-se uma transição gradual em rampa com 1% de inclinação até se atingir a profundidade da secção (Z_d), igual a 5.5m.

Na Figura 6.20 apresenta-se a profundidade ajustada no fundo do canal junto do batedor e a respetiva transição até à profundidade da secção. Foi também criado um obstáculo no limite superior do domínio, sem influenciar a propagação da onda, de modo a não permitir que algumas gotas de água pudessem sair do domínio e consequentemente interromper o processo.

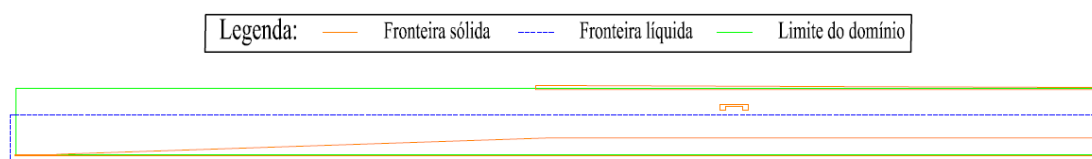


Figura 6.20: Ajuste do fundo do canal para a modelação da SECÇÃO 6.

Para além destas modificações, foi necessário colocar, no batedor, a altura de onda que permitiu obter a maior altura de onda em frente à estrutura sem rebentar. Nestas condições, a onda transforma-se ao longo do canal e ajusta-se à profundidade, empolando, até atingir uma altura de onda da ordem de grandeza do $H_{m\acute{a}x}$ teórico na SECÇÃO 6, embora ligeiramente inferior.

Na modelação das restantes secções foi feito um ajuste de 4m na profundidade do canal, semelhante ao que foi feito para a SECÇÃO 6: em função da profundidade em cada secção, efetuou-se a transição até ao início do canal, junto ao batedor, por intermédio de uma rampa com

1% de inclinação. A altura de onda ao nível do batedor foi ajustada para se obter a maior altura de onda perto da estrutura sem rebentar ou apresentando um sinal de rebentação iminente.

Os resultados obtidos em termos de forças e séries temporais da elevação da superfície livre ao longo do canal são apresentados de seguida em sub-capítulos designados pelo nome da secção correspondente. Em relação aos resultados da elevação da superfície livre, analisaram-se as séries temporais de superfície livre em quatro sondas, uma próxima da geração da agitação, duas na proximidade da estrutura (uma antes desta e outra depois) e uma na zona central da estrutura. Em todas as simulações foi usada a Teoria de Stokes de 4ª ordem como teoria de geração das ondas no batedor estático e procurou-se também obter a altura de onda máxima possível (sem rebentar) na estrutura, apesar de, conforme se verá posteriormente, esta altura de onda máxima não ser igual à altura de onda máxima teórica calculada previamente em cada secção (Tabela 4.3).

Apresenta-se, na Tabela 6.9 o tempo de cálculo do modelo nas SECÇÕES 1 a 6 e o número de células de cada malha.

Tabela 6.9: Número de células e tempo de cálculo para cada secção com a malha MF.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6
Número de células	316939	314556	300863	289018	289018	277173
Tempo cálculo (minutos)	4927	4515	3018	2220	2738	1948

6.3.1 SECÇÃO 1

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 1 para uma altura de onda incidente no batedor igual a 4.4m e um período de 15 s. A profundidade junto ao batedor é 13.5m e junto à estrutura 9.5m. A estrutura é composta por uma laje de 0.4m de espessura e 14.0m de largura assente em duas vigas de 1.5m x 1.0m e duas vigas de 0.5m x 1.0m (Apêndice A).

Na Tabela 6.10 apresenta-se a localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio.

Tabela 6.10: Localização das SONDAS 1 a 20 na SECÇÃO 1.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x(m)	3.5	9.6	49.9	99.7	149.9	165.0	171.8	172.8	174.0	175.3
SONDA	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
x(m)	177.3	178.5	179.5	180.8	182.8	184.0	185.3	186.4	200.3	250.4

A Figura 6.21 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19 (Tabela 6.10), a Tabela 6.11 apresenta as alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 bem como os períodos correspondentes calculados através do método do zero ascendente e a Figura 6.22 apresenta o espectro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida tabela pode-se constatar que:

- A superfície livre e o espectro na SONDA 3, Figura 6.21 e Figura 6.22, apresentam características semelhantes à onda incidente devido ao facto de se encontrar distante da estrutura e

consequentemente longe da influência das ondas provenientes da interação da onda incidente com a estrutura;

- A superfície livre nas SONDAS 6, 12 e 19 apresentam características mais irregulares, e os espectros nas SONDAS 6 e 19 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmônicas devido à interação da onda com a estrutura;
- Na SONDA 12 verifica-se que a posição da superfície livre se encontra limitada pela laje ou ultrapassa a cota da laje quando há galgamento. Desta forma, não faz sentido apresentar o respetivo espectro;
- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre nas SONDA 6 já que na SONDA 12 ocorre galgamento;
- Tal como foi referido anteriormente, é possível verificar na Tabela 6.11 que a altura de onda máxima na SONDA 6, 5.7m, é inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 6.95m);
- Apenas na SONDA 6 o período de onda médio difere e é inferior ao período da onda incidente, o que se deve à presença das harmônicas, consequência da forte interação da onda com a estrutura nessa zona;
- A SONDA 19 apresenta os valores energéticos mais baixos e, consequentemente, a menor altura de onda média, uma vez que se encontra a seguir à estrutura onde a onda perdeu já parte da sua energia.

As forças resultantes na estrutura são analisadas em 7 superfícies horizontais na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.53 e em 4 superfícies verticais indicadas na Figura 6.54. Na Figura 6.25 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.12 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais em cada superfície da estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais são pequenas comparativamente às forças verticais totais, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 62%, Tabela 6.12;
- A superfície vertical 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, apresenta maiores valores médios da força horizontal. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta;
- No que se refere à força máxima horizontal, a ordem de grandeza em todas as superfícies verticais é semelhante. Ou seja, à medida que nos afastamos do ponto de impacto da onda, a irregularidade das forças de cada onda é maior, o que se deve à cada vez maior complexidade da interação da onda com a estrutura;
- As superfícies horizontais 2 e 4 são as que apresentam uma maior força vertical média e máxima, já que são as superfícies da laje onde o impacto é mais forte e que se encontram mais próximas da zona de impacto da onda com a estrutura.

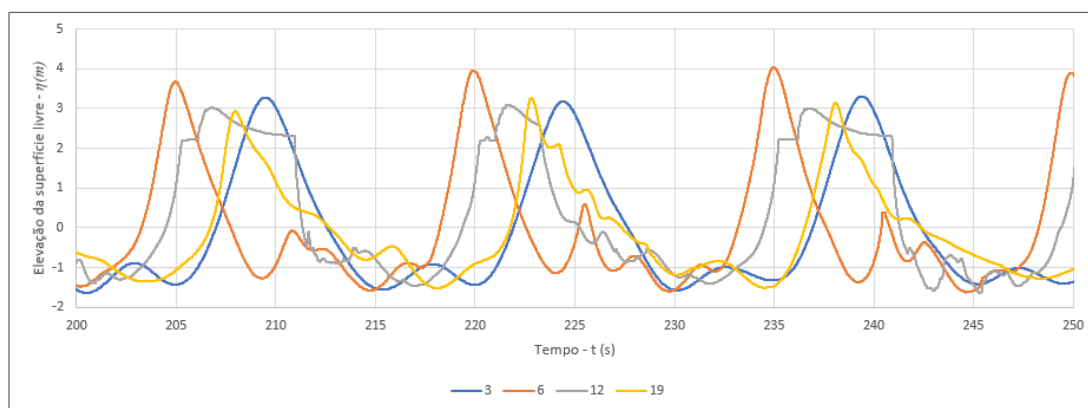


Figura 6.21: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19.

Tabela 6.11: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 e respetivos períodos.

SONDA	3	6	19
\bar{H} (m)	4.7	3.8	4.3
H_{max} (m)	4.9	5.7	4.8
\bar{T} (s)	15.0	8.9	15.0
T_{max} (s)	15.4	15.1	15.8

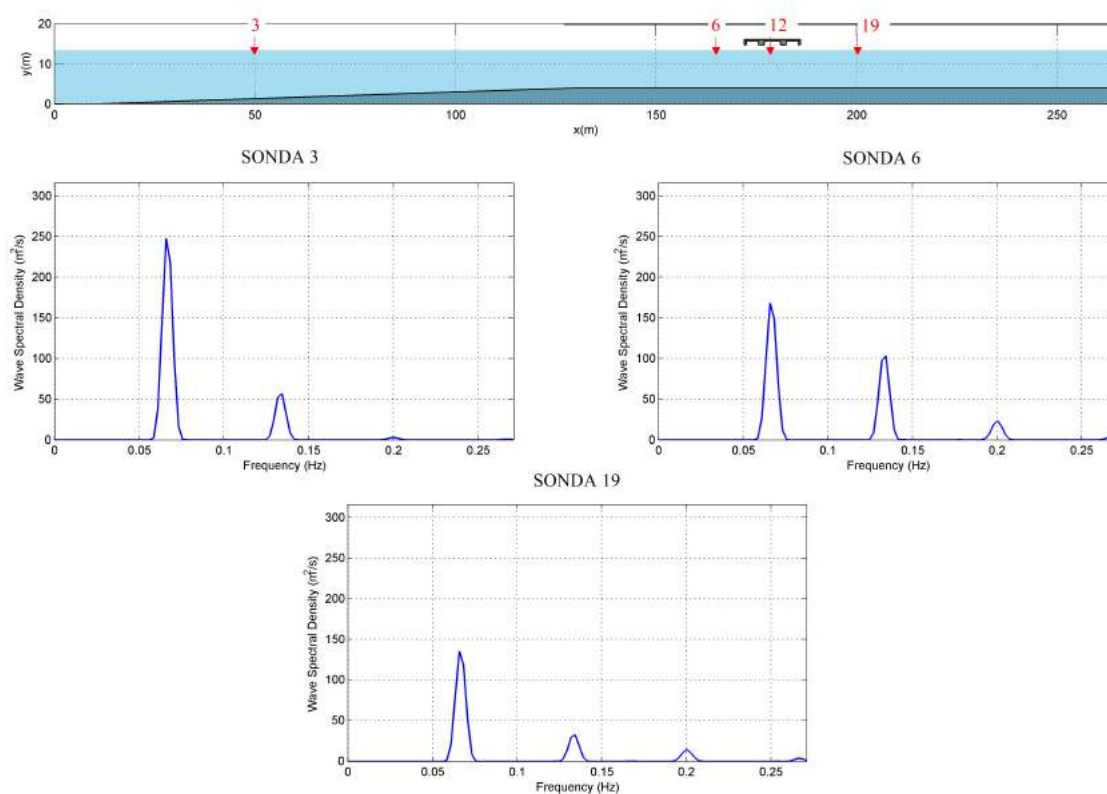


Figura 6.22: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 19 na SECÇÃO 1.

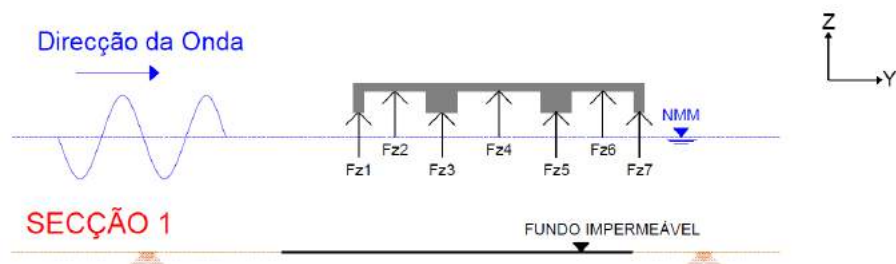


Figura 6.23: Forças verticais na SECÇÃO 1.

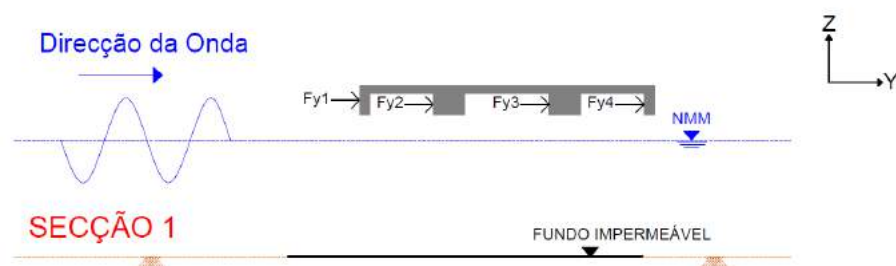


Figura 6.24: Forças horizontais na SECÇÃO 1.

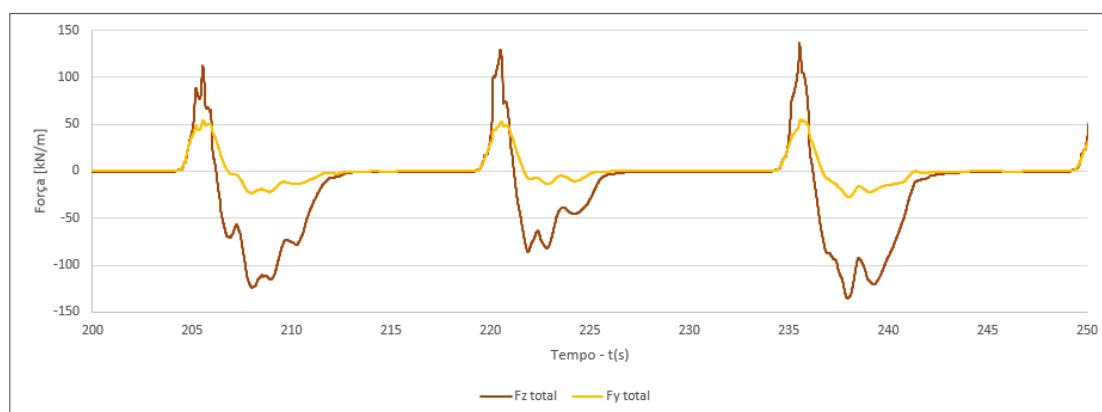


Figura 6.25: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.12: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	4	5	6	7	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	29.2	18.1	12.1	8.3	—	—	—	59.4
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	32.6	35.8	36.6	38.1	—	—	—	89.6
$\overline{F_z}$ (kN/m)	7.7	43.6	20.0	42.9	14.6	21.6	3.5	140.8
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	15.9	103.9	29.9	99.2	34.5	59.2	6.1	233.0

Para analisar o tipo de interação da onda com a estrutura apresenta-se, a título de exemplo na Figura 6.26, imagens de alguns instantes de cálculo de modo a que se possa visualizar com algum pormenor esta interação. Apresenta-se o instante em que a onda se aproxima da estrutura sem rebentar e, como se pode observar na imagem seguinte, a interação com a estrutura leva à rebentação sobre a mesma. É possível observar também que ocorre galgamento da estrutura e ação da onda diretamente na mesma, levando a um padrão muito complexo de interação.

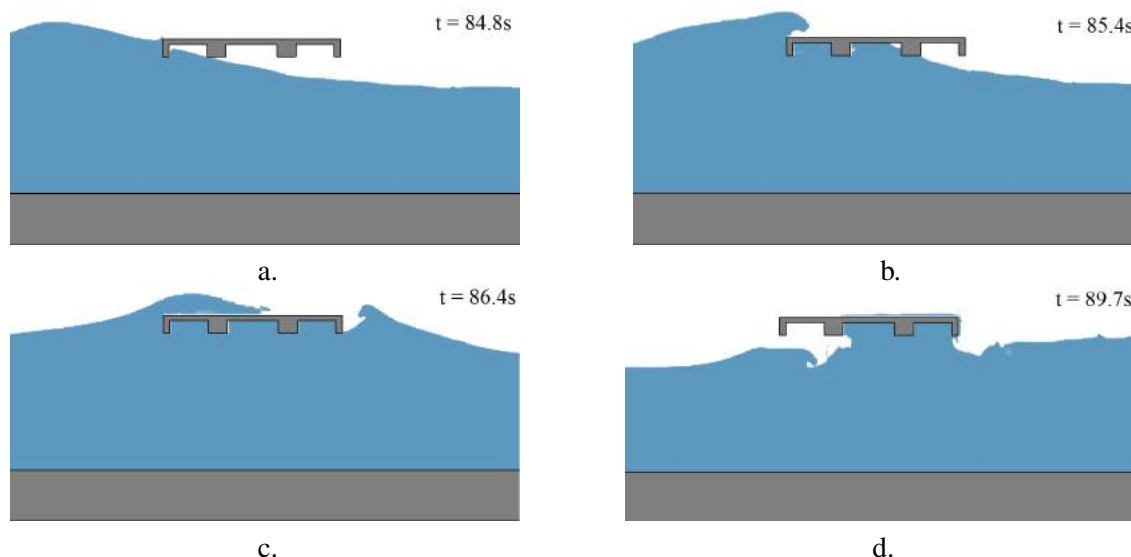


Figura 6.26: Interação da onda com a estrutura.

6.3.2 SECÇÃO 2

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 2 para uma altura de onda incidente no bater de igual a 3.9m e um período de 15 s. A profundidade junto ao bater é 12.5m e junto à estrutura 8.5m. A estrutura é igual à da SECÇÃO 1 mas encontra-se numa profundidade inferior (Apêndice A).

A localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio encontram-se na Tabela 6.10.

A Figura 6.27 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19, a Tabela 6.13 apresenta as alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 bem como os períodos correspondentes e a Figura 6.28 apresenta o espetro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida Tabela pode-se constatar que:

- A superfície livre e o espetro na SONDA 3, Figura 6.27 e Figura 6.28, apresentam características semelhantes à onda incidente, tal como para a SECÇÃO 1, devido ao facto de não ser tão influenciada pela interação da onda incidente com a estrutura;
- A superfície livre nas SONDAS 6, 12 e 19 apresentam características mais irregulares, e os espetros nas SONDAS 6 e 19 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmónicas devido à interação da onda com a estrutura;
- Na SONDA 12 verifica-se, tal como na SECÇÃO 1, que a posição da superfície livre se encontra limitada pela laje ou ultrapassa a cota da laje quando há galgamento. Com base

nesta série temporal é assim possível, observar a lâmina de água resultante do galgamento que é inferior à da SECÇÃO 1;

- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre na SONDA 6;
- Tal como foi referido anteriormente, é possível verificar na Tabela 6.13 que a altura de onda máxima na SONDA 6, 5.2m, é inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 7.09m);
- Apenas na SONDA 6 o período de onda médio difere e é inferior ao período da onda incidente, tal como na SECÇÃO 1 e devido, da mesma forma à presença das harmónicas, consequência da forte interação da onda com a estrutura nessa zona;
- A SONDA 19 apresenta os valores energéticos mais baixos tal como para a SECÇÃO 1.

À semelhança do que sucedeu na SECÇÃO 1, as forças resultantes na estrutura são analisadas em 7 superfícies horizontais na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.29 e em 4 superfícies verticais indicadas na Figura 6.30.

Na Figura 6.31 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.14 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais em cada superfície da estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais são pequenas comparativamente às forças verticais totais, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 60%, Tabela 6.14;
- A superfície vertical 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, apresenta o maior valor médio da força horizontal, inferior ao obtido na SECÇÃO 1. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta, tal como se verificava para a SECÇÃO 1, que apenas difere desta secção na profundidade na zona da estrutura;
- As superfícies horizontais 2 e 4 são as que apresentam uma maior força vertical média e máxima, tal como ocorria para a SECÇÃO 1, já que são as superfícies da laje onde o impacto é mais forte e que se encontram mais próximas da zona de impacto da onda com a estrutura.

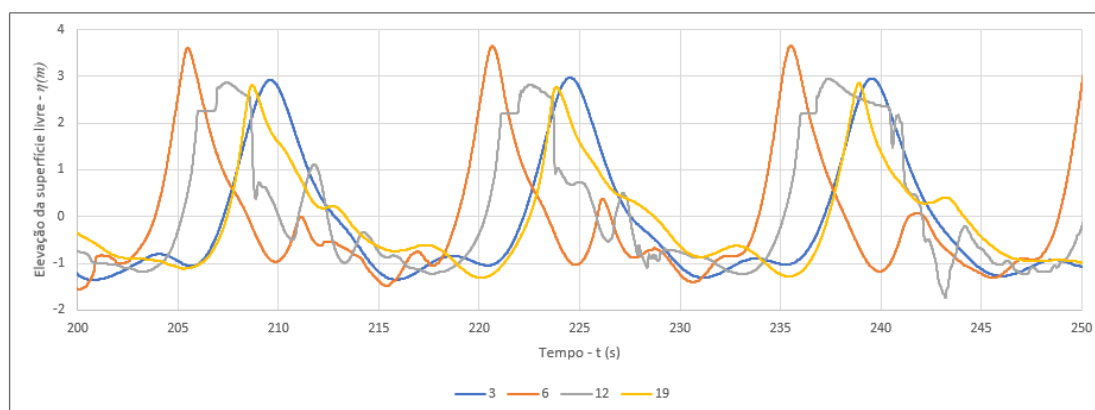


Figura 6.27: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 19.

Tabela 6.13: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 19 e respetivos períodos.

SONDA	3	6	19
\bar{H} (m)	4.3	3.6	4.1
H_{max} (m)	4.5	5.2	4.4
\bar{T} (s)	15.0	9.3	15.0
T_{max} (s)	15.4	15.1	16.1

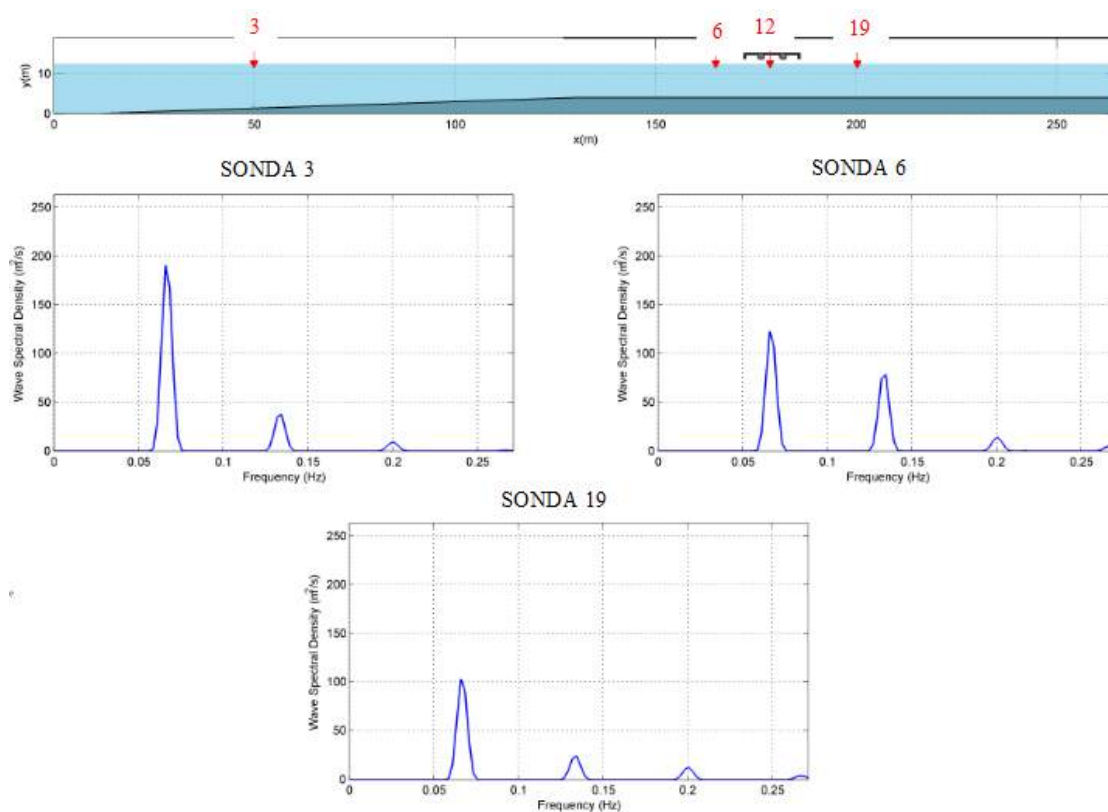


Figura 6.28: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 19 na SECÇÃO 2.

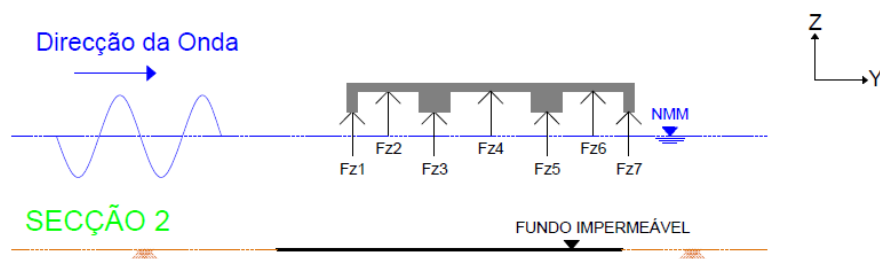


Figura 6.29: Forças verticais na SECÇÃO 2.

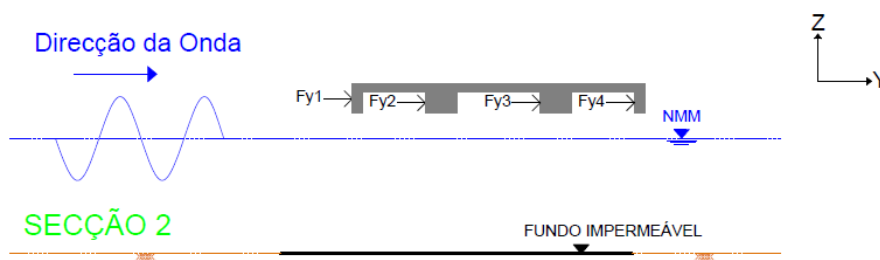


Figura 6.30: Forças horizontais na SECÇÃO 2.

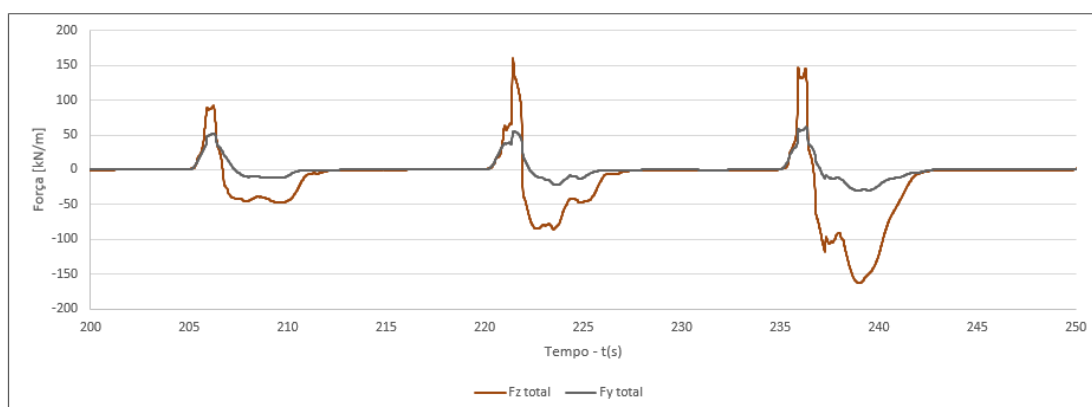


Figura 6.31: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.14: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	4	5	6	7	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	25.9	15.9	8.1	5.0	—	—	—	49.5
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	31.1	32.8	14.5	15.6	—	—	—	66.0
$\overline{F_z}$ (kN/m)	2.4	38.9	8.6	59.2	8	37.8	0.8	116.6
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	6.7	52.8	14.9	76.3	13.8	44	7.1	163.9

Para analisar o tipo de interação da onda com a estrutura apresenta-se, a título de exemplo na Figura 6.32, imagens de alguns instantes de cálculo de modo a que se possa visualizar com algum pormenor esta interação. Apresenta-se o instante em que a onda, após interagir com a superfície vertical 1, galga francamente a estrutura até ao instante em que deixa de interagir com a estrutura, mostrando-se o padrão complexo de interação.

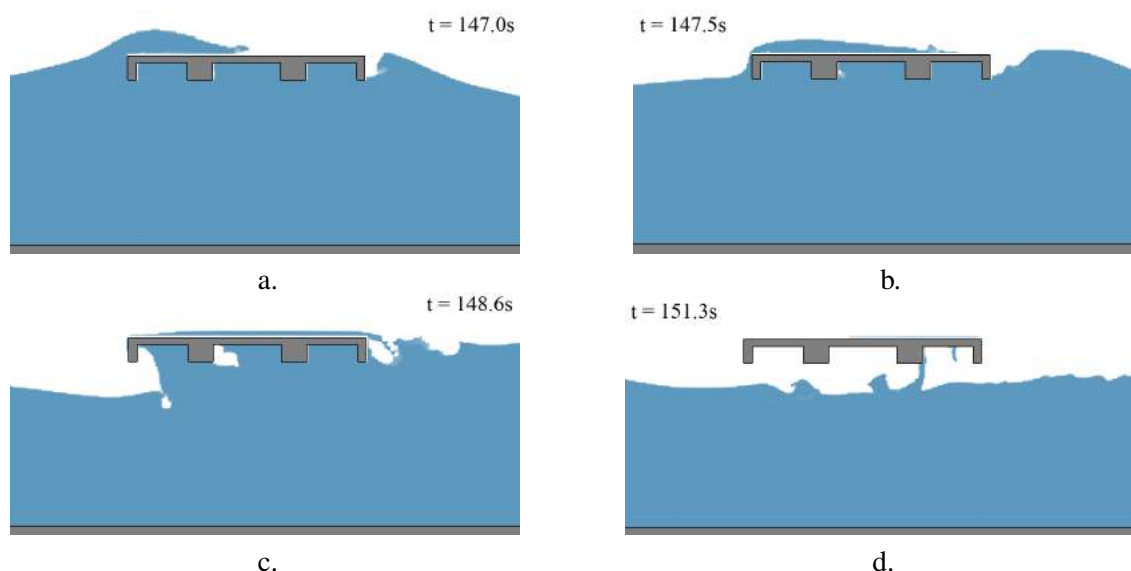


Figura 6.32: Interação da onda com a estrutura.

6.3.3 SECÇÃO 3

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 3 para uma altura de onda incidente no batedor igual a 3.6m e um período de 15 s. A profundidade junto ao batedor é 11.5m e junto à estrutura 7.5m. A estrutura é composta por uma laje de 0.4m de espessura e 7.0m de largura assente em vigas de 1.5m x 1.0m e uma rampa lateral com 0.5m de espessura e 3.0m de largura (Apêndice A).

Na Tabela 6.15 apresenta-se a localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio.

Tabela 6.15: Localização das SONDAS 1 a 16.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8
$x(m)$	3.47	9.57	49.88	99.74	149.87	164.98	171.50	173.75
SONDA	9	10	11	12	13	14	15	16
$x(m)$	174.50	175.50	176.50	177.25	179.50	184.91	200.26	250.39

A Figura 6.33 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 14 (Tabela 6.15), a Tabela 6.16 apresenta as alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 14 bem como os respetivos períodos e a Figura 6.34 apresenta o espetro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida Tabela pode-se constatar que:

- A superfície livre e o espetro na sonda 3, Figura 6.33 e Figura 6.34, apresentam características semelhantes à onda incidente devido ao facto de se encontrar distante da estrutura, tal como já referido para as SECÇÕES 1 e 2;

- A superfície livre nas SONDAS 6, 10 e 14 apresentam características mais irregulares, sendo mais visível na SONDA 14, e os espectros nas SONDAS 6 e 14 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmónicas devido à interação da onda com a estrutura, com características muito semelhantes;
- Na SONDA 10 verifica-se que a posição da superfície livre se encontra limitada pela laje ou ultrapassa a cota da laje quando há galgamento. Com base nesta série temporal é possível observar a lâmina de água resultante do galgamento, superior ao das SECÇÕES 1 e 2, devido à forma aparentemente energética da interação da onda com a estrutura e à reduzida dimensão transversal quando comparada com as SECÇÕES 1 e 2;
- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre na SONDA 6 mas é aí que se verifica a menor altura de onda média;
- Tal como foi referido anteriormente, é possível verificar na Tabela 6.16 que a altura de onda máxima na SONDA 6, 5.1m, é inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 6.8m).
- Apenas na SONDA 6 o período de onda médio difere e é inferior ao período da onda incidente, o que se deve à presença das harmónicas, consequência da forte interação da onda com a estrutura nessa zona;
- A SONDA 14 apresenta os valores energéticos mais baixos uma vez que se encontra a seguir à estrutura onde a onda perdeu já parte da sua energia.

As forças resultantes na estrutura são analisadas em 3 superfícies horizontais na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.35 e em 2 superfícies verticais indicadas na Figura 6.36.

Na Figura 6.37 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.17 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais em cada superfície da estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais são pequenas comparativamente às forças verticais totais, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 66%, Tabela 6.17 e ambas inferiores às obtidas nas SECÇÕES 1 e 2;
- A superfície vertical 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, apresenta o maior valor médio e máximo da força horizontal, tal como ocorria nas SECÇÕES 1 e 2. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta;
- A superfície horizontal 2 é a que apresenta uma maior força vertical média e máxima já que é a superfície da laje onde o impacto é mais forte e que se encontra mais próxima da zona de impacto da onda com a estrutura.

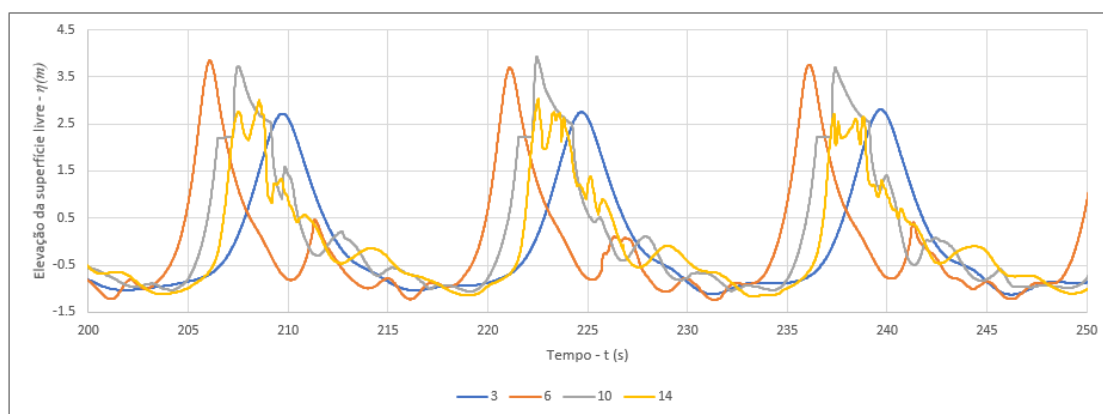


Figura 6.33: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 14.

Tabela 6.16: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 14 e respectivos períodos.

SONDA	3	6	14
\bar{H} (m)	3.8	3.0	3.9
H_{max} (m)	3.9	5.1	4.8
\bar{T} (s)	15.0	7.5	14.3
T_{max} (s)	15.3	13.4	15.6

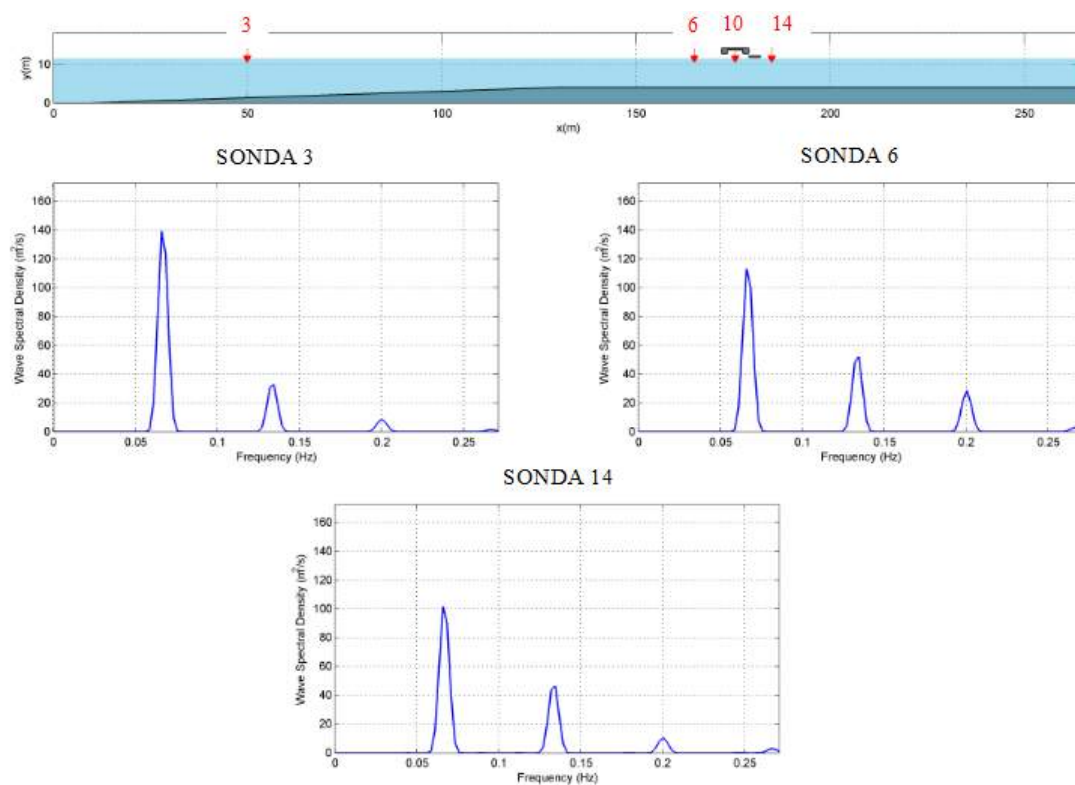


Figura 6.34: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 14 na SECÇÃO 3.

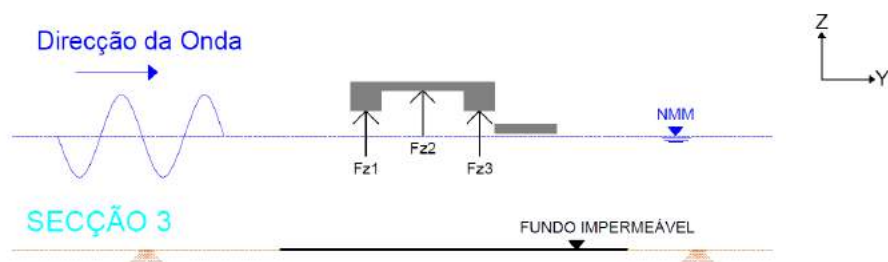


Figura 6.35: Forças verticais na SECÇÃO 3.

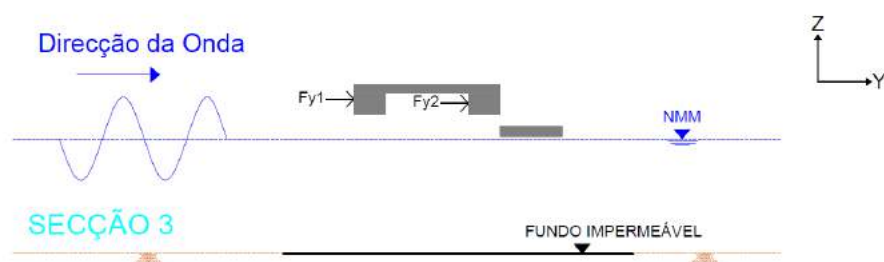


Figura 6.36: Forças horizontais na SECÇÃO 3.

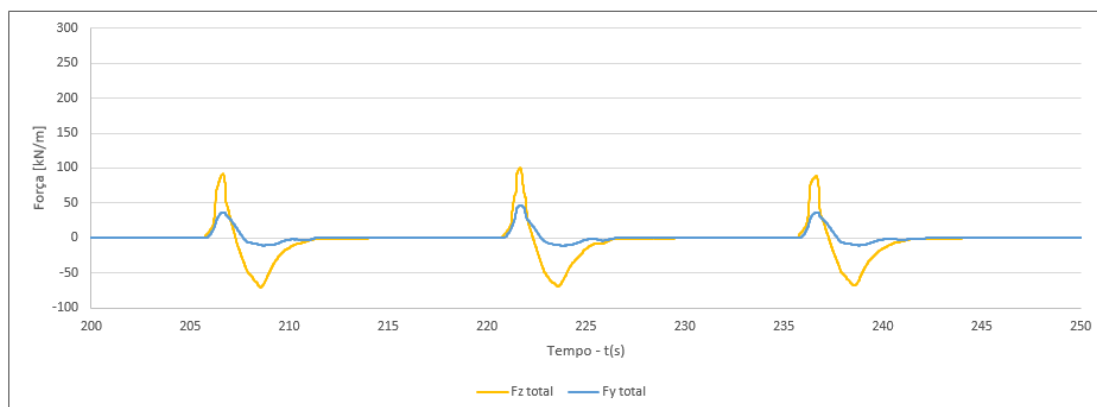


Figura 6.37: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.17: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	26.6	11.7	—	37.6
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	30.3	17.7	—	46.9
$\overline{F_z}$ (kN/m)	31.2	49.0	11.3	103.5
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	40.9	75.7	37.5	139.0

Para analisar o tipo de interação da onda com a estrutura apresenta-se na Figura 6.38, imagens de alguns instantes de cálculo de modo a que se possa visualizar com algum pormenor esta interação. Apresenta-se o instante em que a onda se aproxima da estrutura sem rebentar e, como se pode observar na imagem seguinte, a interação com a estrutura leva à rebentação sobre a mesma. É possível observar também que ocorre galgamento da estrutura e ação da onda diretamente na mesma, levando a um padrão muito complexo de interação.

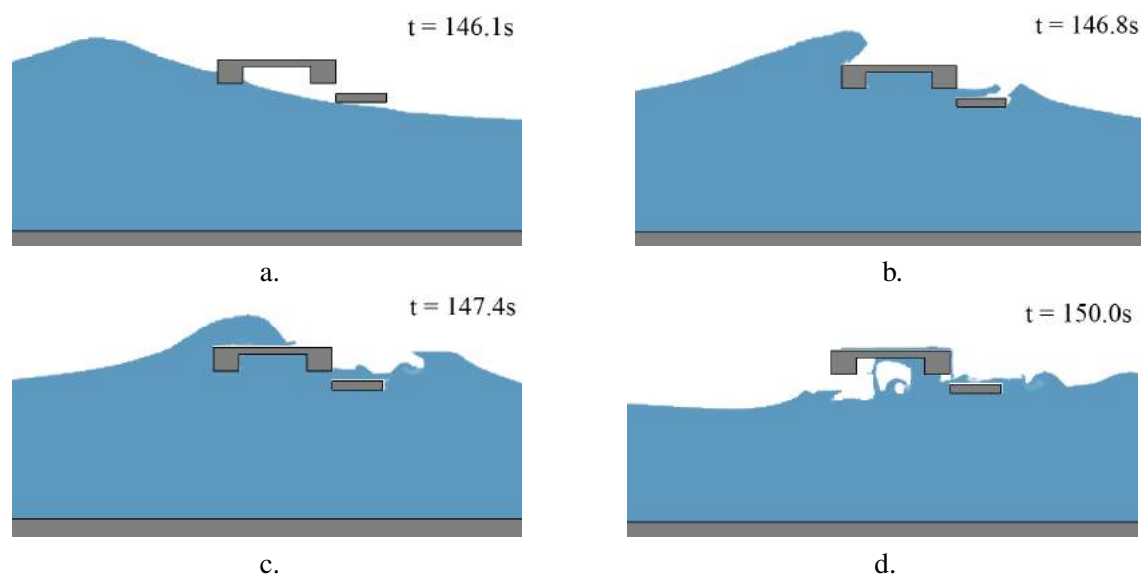


Figura 6.38: Interação da onda com a estrutura.

6.3.4 SECÇÃO 4

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 4 para uma altura de onda incidente no batedor igual a 3.0m e um período de 15 s. A profundidade junto ao batedor é 10.5m e junto à estrutura 6.5m. A estrutura é composta por uma laje de 0.4m de espessura e 7.0m de largura assente em vigas de 1.5m x 1.0m e uma rampa lateral com 0.5m de espessura e 3.0m de largura (Apêndice A). Esta estrutura é semelhante à da SECÇÃO 3, mas com uma posição inferior da rampa lateral.

Na Tabela 6.18 apresenta-se a localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio.

Tabela 6.18: Localização das SONDAS 1 a 16.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$x(m)$	3.47	9.57	49.88	99.74	149.87	164.98	171.50	173.75	174.50
SONDA	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$x(m)$	175.50	176.50	177.25	178.49	179.50	181.32	184.50	200.26	250.39

A Figura 6.39 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 16 (Tabela 6.18), a Tabela 6.19 apresenta as alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 16 bem como os respetivos períodos e a Figura 6.40 apresenta o espectro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida tabela pode-se constatar que:

- A superfície livre e o espectro na SONDA 3, Figura 6.39 e Figura 6.40, apresentam características semelhantes à onda incidente à semelhança do que aconteceu nas SECÇÕES 1, 2 e 3;
- A superfície livre nas SONDAS 6, 10 e 16 apresenta características mais irregulares, sendo mais visível na SONDA 16, e os espectros nas SONDAS 6 e 16 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmónicas devido à interação da onda com a estrutura;
- Na SONDA 10 verifica-se que há galgamento com uma lâmina de água inferior ao da SECÇÃO 3 mas superior ao das SECÇÕES 1 e 2, devido à forma da interação da onda com a estrutura;
- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre na SONDA 6, 4.5m mas que esta é inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 6.0m);
- Apenas na SONDA 6 o período de onda máximo é inferior ao período da onda incidente, o que, como já referido anteriormente para as outras secções, se deve à presença das harmónicas, consequência da forte interação da onda com a estrutura nessa zona.

As forças resultantes na estrutura são analisadas em 4 superfícies na parte inferior da laje (Figura 6.41) e a força horizontal em 3 superfícies verticais (Figura 6.42). Na Figura 6.43 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.20 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais são pequenas comparativamente às forças verticais totais, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 69%, Tabela 6.20 e ambas são inferiores às obtidas nas SECÇÕES 1 a 3;
- A superfície 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, é a que apresenta maior valor médio e máximo da força horizontal tal como ocorreu nas SECÇÕES 1 a 3. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta;
- A superfície 2 é a que apresenta uma força vertical máxima superior sendo a superfície onde o impacto é mais forte;
- A superfície 4 é a que apresenta uma força vertical média superior mas muito similar à da superfície 2.

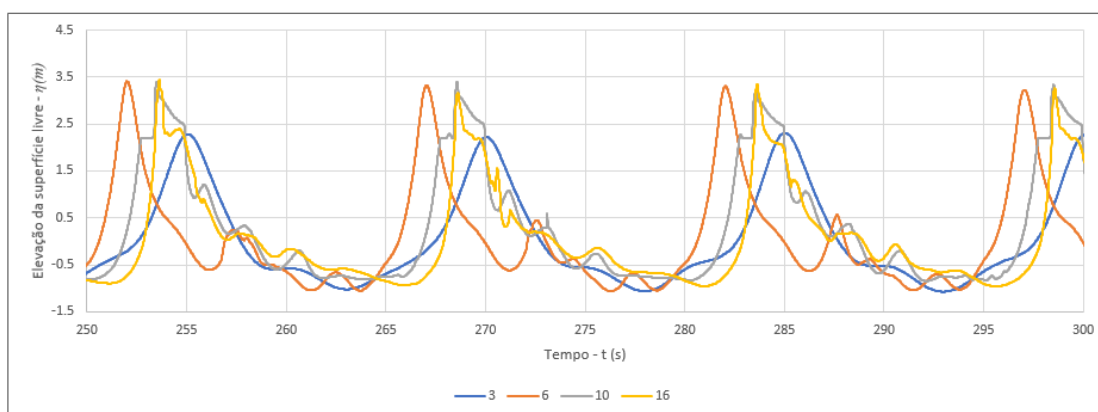


Figura 6.39: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 16.

Tabela 6.19: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 16 e respectivos períodos.

SONDA	3	6	16
\bar{H} (m)	3.3	2.6	3.6
H_{max} (m)	3.4	4.5	4.3
\bar{T} (s)	15.0	7.5	12.9
T_{max} (s)	15.1	12.3	16.7

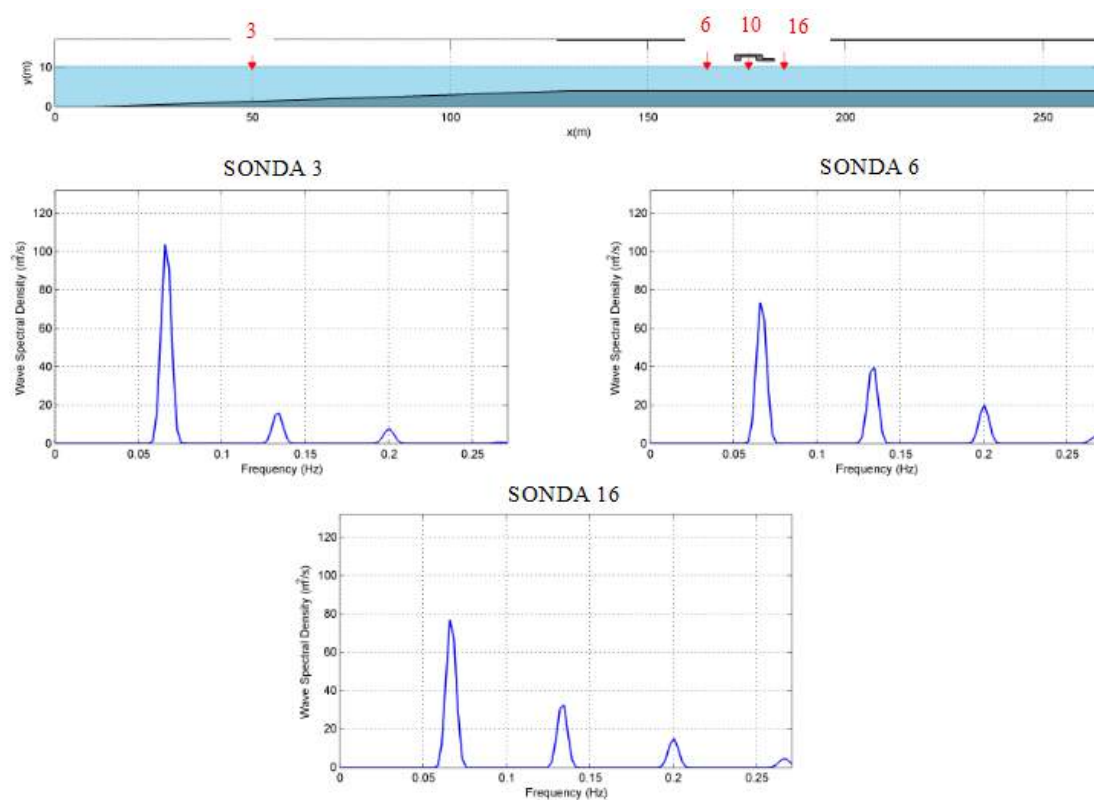


Figura 6.40: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 16 na SECÇÃO 4.

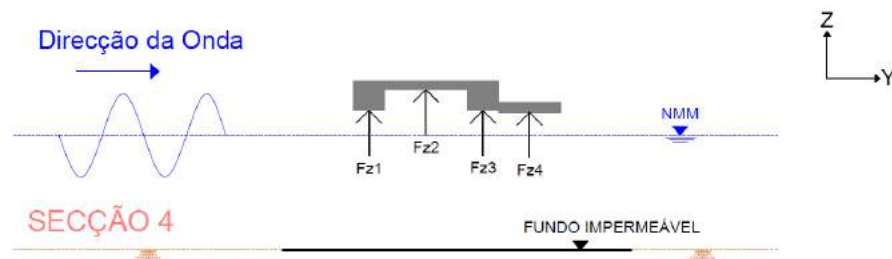


Figura 6.41: Forças verticais na SECÇÃO 4.

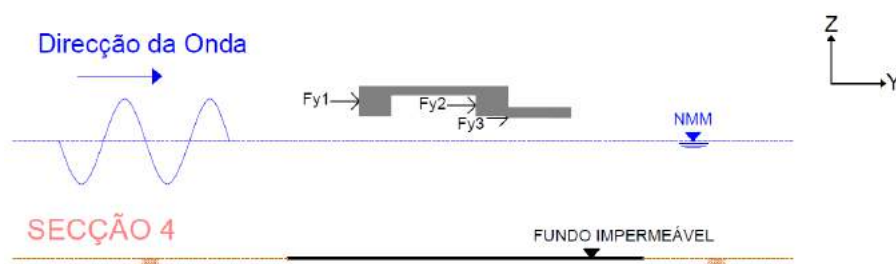


Figura 6.42: Forças horizontais na SECÇÃO 4.

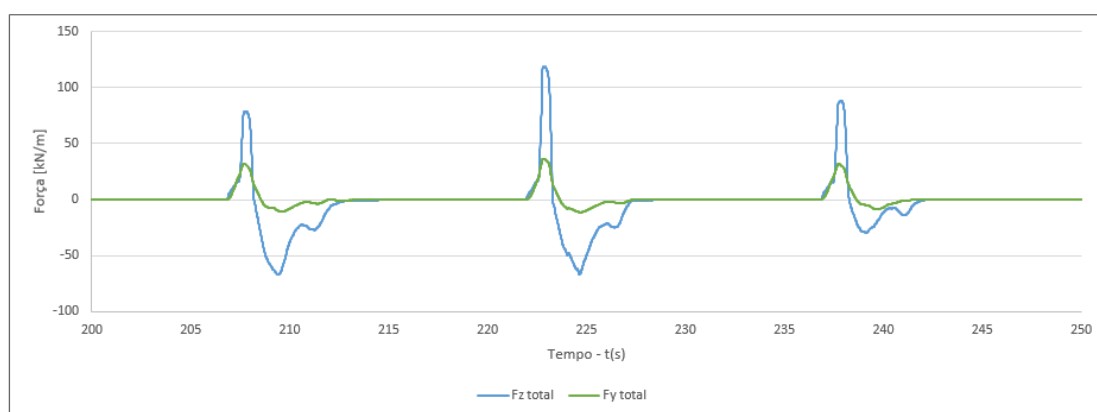


Figura 6.43: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.20: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	4	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	23.7	12.0	0.8	—	36.2
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	29.8	18.3	3.2	—	44.9
$\overline{F_z}$ (kN/m)	18.7	33.6	24.8	33.9	107.7
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	21.5	63.2	36.0	53.7	143.4

Para analisar o tipo de interação da onda com a estrutura apresenta-se na Figura 6.44, imagens de alguns instantes de cálculo de modo a que se possa visualizar com algum pormenor esta interação. Apresenta-se o instante em que a onda se aproxima da estrutura sem rebentar e, como se pode observar na imagem seguinte, a interação com a estrutura leva ao galgamento da estrutura e à ação da onda diretamente na mesma, com um padrão muito complexo de interação, ampliado devido à presença da rampa.

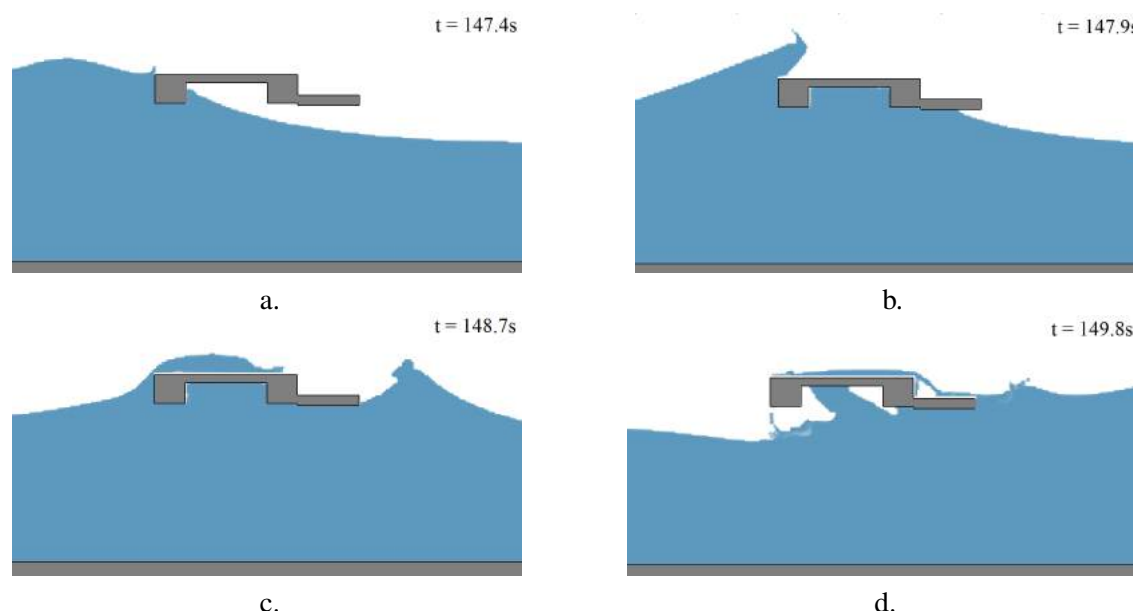


Figura 6.44: Interação da onda com a estrutura.

6.3.5 SECÇÃO 5

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 5 para uma altura de onda incidente no batedor igual a 3.0m e um período de 15 s. A profundidade junto ao batedor é 10.5m e junto à estrutura 6.5m. A estrutura é composta por uma laje de 0.4m de espessura assente em duas vigas de 1.5m x 1.0m e uma viga de 0.5m x 1.0m (Apêndice A). Esta estrutura é diferente das secções anteriores já que a disposição das vigas não é regular.

Na Tabela 6.21 apresenta-se a localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio.

Tabela 6.21: Localização das SONDAS 1 a 19 na SECÇÃO 5.

SONDA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x(m)	3.5	9.6	49.9	99.7	149.9	165.0	171.5	173.8	174.5	175.5
SONDA	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
x(m)	176.5	177.3	179.5	180.2	180.9	182.6	184.9	200.3	250.4	

A Figura 6.45 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 17 (Tabela 6.21), a Tabela 6.22 apresenta as alturas de onda média e máxima nas sondas referidas bem como os respetivos períodos e a Figura 6.46 apresenta o espetro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida tabela pode-se verificar que:

- A superfície livre e o espetro na SONDA 3, Figura 6.45 e Figura 6.46, apresenta características semelhantes à onda incidente, tal como para as secções anteriores, devido ao facto de não ser tão influenciada pela interação da onda incidente com a estrutura;
- A superfície livre nas SONDAS 6, 10 e 17, à semelhança do verificado na SECÇÃO 1 a 4, apresenta características mais irregulares, e os espetros nas SONDAS 6 e 17 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmónicas devido à interação da onda com a estrutura;
- Na SONDA 10 verifica-se, tal como nas secções anteriores a presença de galgamento. Com base nesta série temporal é assim possível observar a lâmina de água resultante do galgamento que é inferior à da SECÇÃO 3 e 4;
- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre na SONDA 6 e tal como foi referido anteriormente, é possível verificar na Tabela 6.22 que a altura de onda máxima na SONDA 6, 4.4m, é inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 6.0m);
- Apenas na SONDA 6 e 17 o período de onda médio difere e é inferior ao período da onda incidente, tal como ocorre nas secções anteriores e pelos mesmos fatores.

As forças resultantes na estrutura são analisadas em 5 superfícies na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.47 e em 3 superfícies verticais indicadas na Figura 6.48.

Na Figura 6.49 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.23 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais, tal como acontece nas SECÇÕES 1 a 4, são pequenas comparativamente às forças verticais totais, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 60%, Tabela 6.23;
- A superfície 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, apresenta o maior valor médio e máximo da força horizontal, inferior ao obtido nas SECÇÕES 1 a 4. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta, tal como sucedeu nas secções anteriores;
- As superfícies horizontais 2 e 4 são as que apresentam uma maior força vertical média e máxima, tal como ocorria para a SECÇÃO 1 e 2, já que são as superfícies da laje, onde o impacto é mais forte.

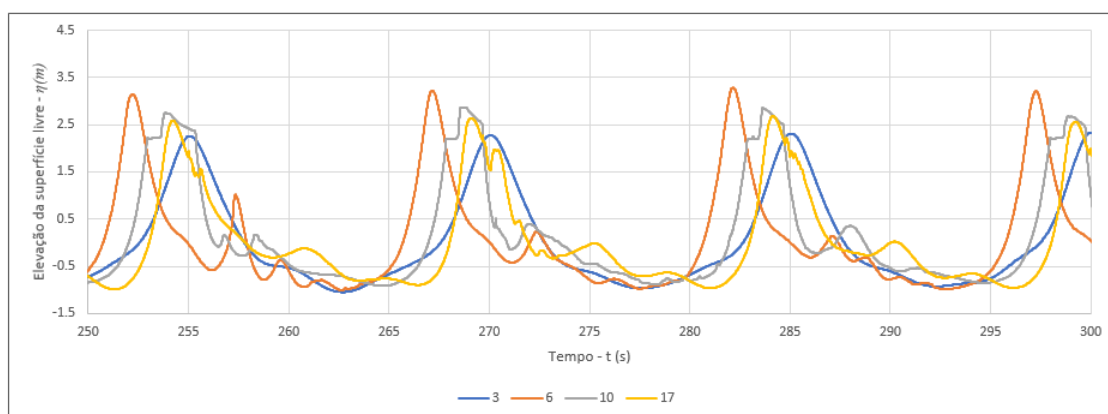


Figura 6.45: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 17.

Tabela 6.22: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 17 e respetivos períodos.

SONDA	3	6	17
\bar{H} (m)	3.3	2.5	2.8
H_{max} (m)	3.4	4.4	3.7
\bar{T} (s)	15.0	7.7	11.4
T_{max} (s)	15.1	15.2	16.2

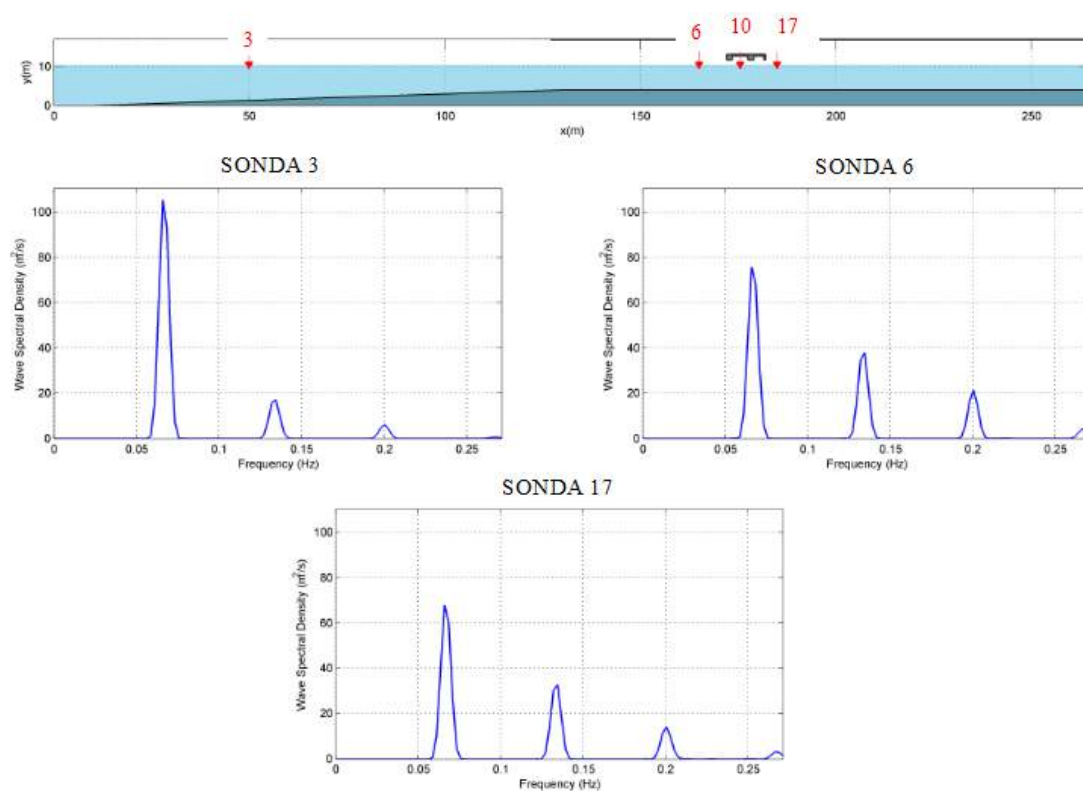


Figura 6.46: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 17 na SECÇÃO 5.

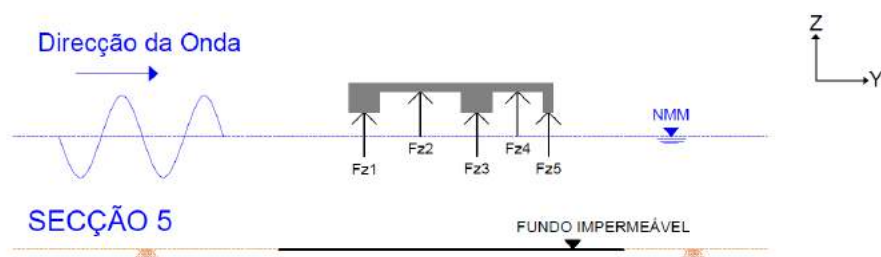


Figura 6.47: Forças verticais na SEÇÃO 5.

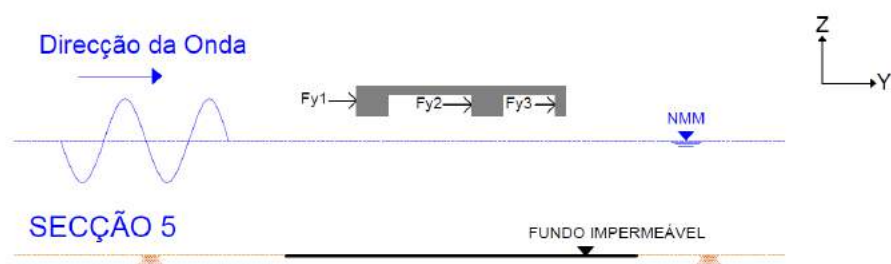


Figura 6.48: Forças horizontais na SEÇÃO 5.

A Figura 6.49 apresenta a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

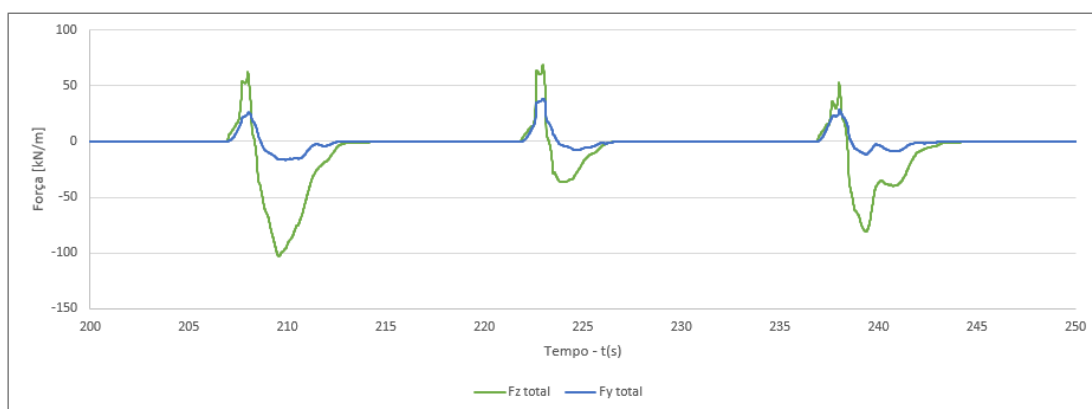


Figura 6.49: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.23: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	4	5	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	19.5	6.1	3.6	—	—	26.2
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	25.6	18.1	7.7	—	—	39.3
$\overline{F_z}$ (kN/m)	11.1	32.2	4.1	21.7	0.7	54.2
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	22.4	58.9	16.8	28.4	4.0	97.2

Para analisar o tipo de interação da onda com a estrutura apresenta-se na Figura 6.50, imagens do instante em que a onda se aproxima da estrutura sem rebentar e, como se pode observar na imagem seguinte, a interação com a estrutura leva à rebentação sobre a mesma e ao galgamento, levando a um padrão complexo de interação, tal como nas secções anteriores.

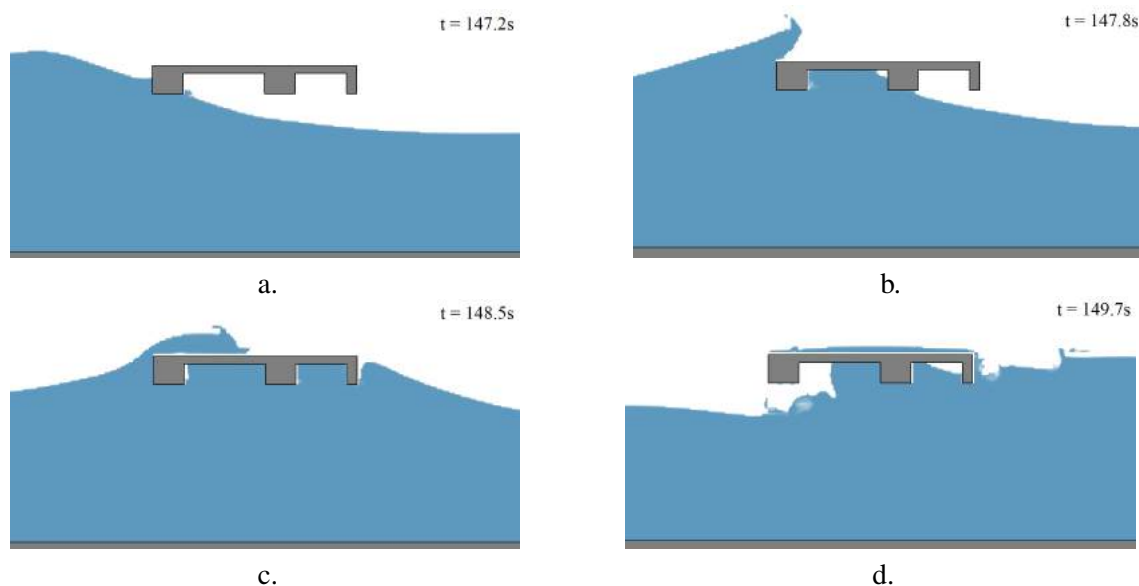


Figura 6.50: Interação da onda com a estrutura.

6.3.6 SECÇÃO 6

O modelo foi aplicado à SECÇÃO 6 para uma altura de onda incidente no baterdor igual a 2.3m e um período de 15 s. A profundidade junto ao baterdor é 9.5m e junto à estrutura 5.5m. A localização das sondas de elevação da superfície livre colocadas no domínio apresentam-se na Tabela 6.2. As dimensões da estrutura são as apresentadas na Figura 4.6.

A Figura 6.51 apresenta a série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 12 e 14, a Tabela 6.24 apresenta as alturas de onda média e máxima nas sondas referidas bem como os respetivos períodos e a Figura 6.52 apresenta o espetro nessas mesmas sondas.

Da análise dessas figuras e da referida tabela pode-se verificar que:

- A superfície livre e o espetro na SONDA 3, Figura 6.51 e Figura 6.52, apresenta características semelhantes à onda incidente devido ao facto de se encontrar distante da estrutura, tal como já referido para as SECÇÕES 1 a 5;
- A superfície livre nas SONDAS 6, 12 e 14, tal como nas demais secções analisadas, apresenta características mais irregulares, sendo mais visível na SONDA 14, e os espetros nas SONDAS 6 e 14 apresentam uma redução da energia na frequência fundamental e aumento nas harmónicas devido à interação da onda com a estrutura, com características muito semelhantes;
- Na SONDA 12 verifica-se que há galgamento com uma lâmina de água inferior ao das SECÇÕES 1 a 5;

- Verifica-se que a maior altura de onda máxima ocorre na SONDA 6 mas é possível verificar na Tabela 6.24 o seu valor, 3.5m, inferior ao valor teórico calculado para esta secção (H_{max} igual a 5.1m);
- Nas SONDAS 6 e 14 o período de onda médio e máximo difere e é inferior ao período da onda incidente, consequência da forte interação da onda com a estrutura nessa zona;
- A SONDA 14 apresenta os valores energéticos mais baixos e, consequentemente, a menor altura de onda média, uma vez que se encontra a seguir à estrutura onde a onda perdeu já parte da sua energia.

As forças resultantes na estrutura são analisadas em 3 superfícies na parte inferior da laje, indicadas na Figura 6.53 e em 2 superfícies verticais indicadas na Figura 6.54.

Na Figura 6.55 apresenta-se a série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura e na Tabela 6.25 os valores das forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura. Da análise destas figuras pode-se constatar que:

- As forças horizontais totais são pequenas comparativamente às forças verticais totais, tal como nas demais secções, com a diferença entre a força horizontal máxima e a força vertical máxima a chegar a valores da ordem de 71%, Tabela 6.25 e ambas inferiores às obtidas nas SECÇÕES 1 e 2;
- A superfície vertical 1, que é a que primeiro sofre o impacto da onda, apresenta o maior valor médio e máximo da força horizontal, tal como ocorreu nas SECÇÕES 1 a 5. Este valor vai-se reduzindo à medida que a distância das superfícies à zona de impacto da onda aumenta;
- A superfície horizontal 2 é a que apresenta uma maior força vertical média e máxima já que é a superfície da laje onde o impacto é mais forte.

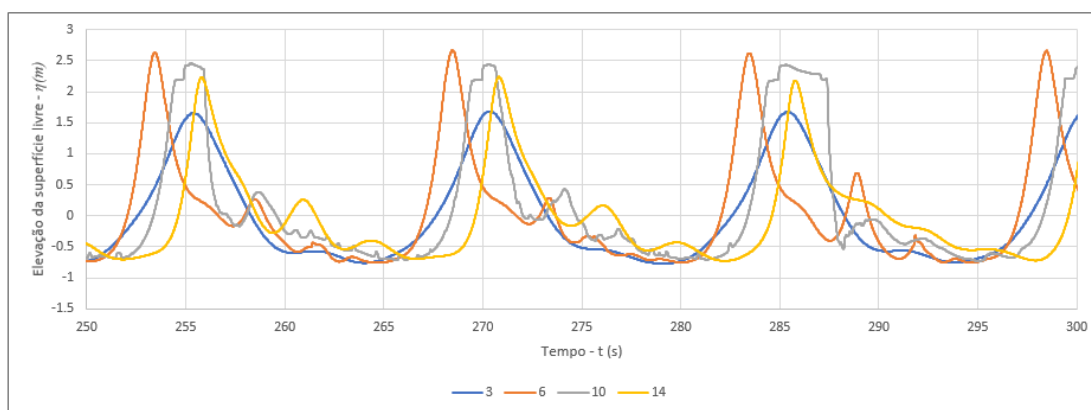


Figura 6.51: Série temporal da elevação da superfície livre nas SONDAS 3, 6, 10 e 14.

Tabela 6.24: Alturas de onda média e máxima nas SONDAS 3, 6 e 14 e respectivos períodos.

SONDA	3	6	14
\bar{H} (m)	2.4	2.0	1.7
H_{max} (m)	2.5	3.5	3.0
\bar{T} (s)	15.0	7.5	7.9
T_{max} (s)	15.1	13.4	13.7

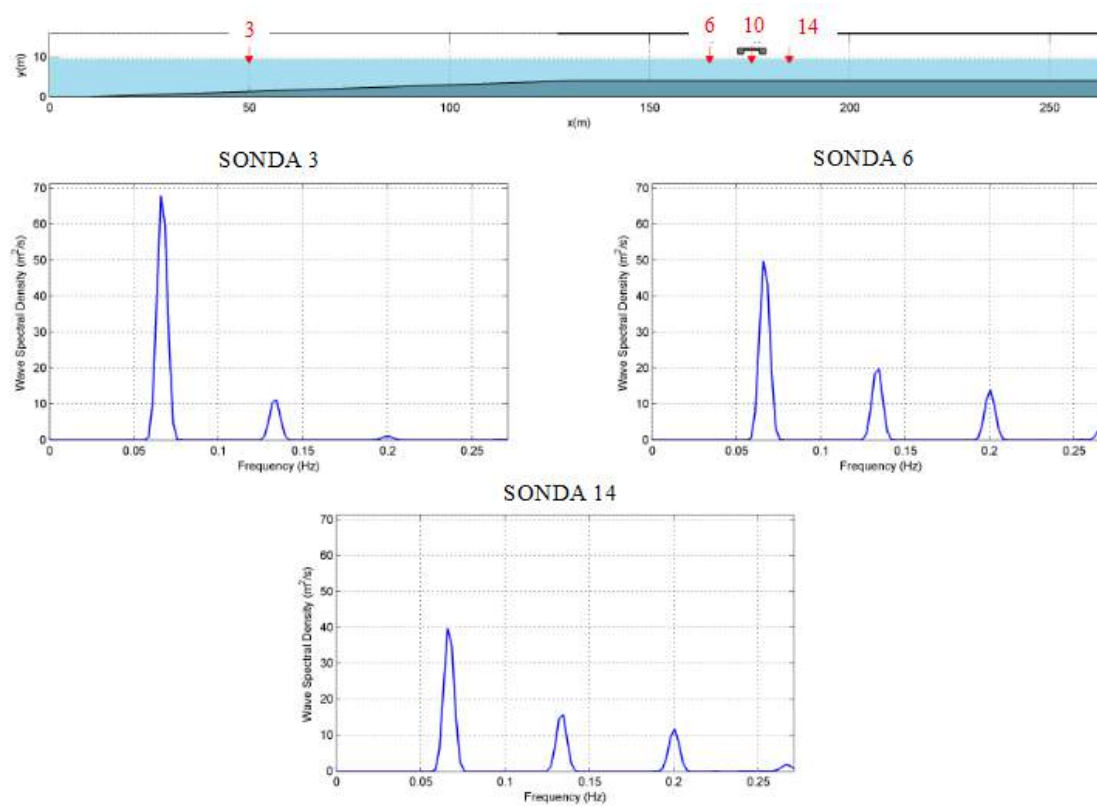


Figura 6.52: Espectro da onda nas SONDAS 3, 6 e 14 na SECÇÃO 6.

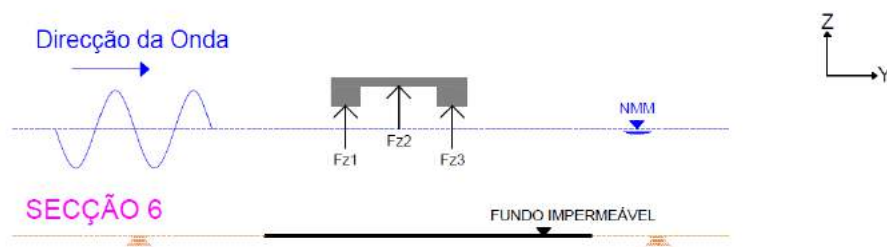


Figura 6.53: Forças verticais na SECÇÃO 6.

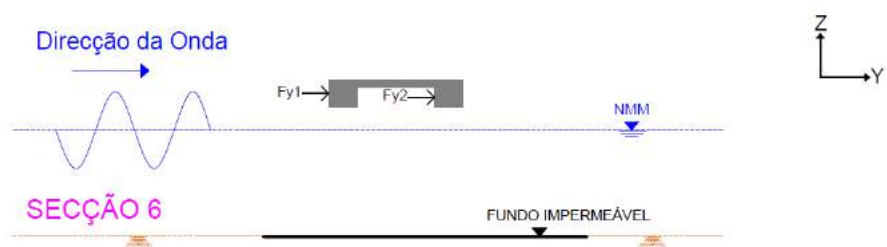


Figura 6.54: Forças horizontais na SECÇÃO 6.

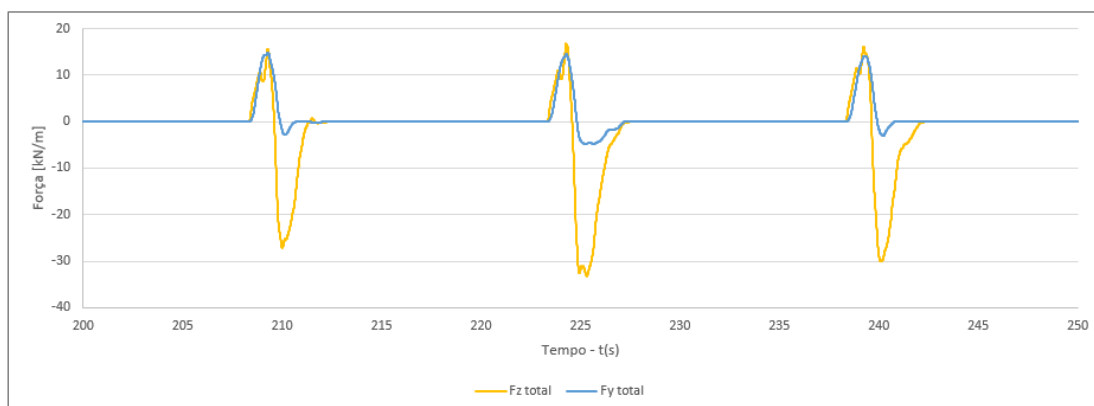


Figura 6.55: Série temporal das forças verticais e horizontais totais na estrutura.

Tabela 6.25: Forças médias e máximas horizontais e verticais na estrutura.

Superfície	1	2	3	Total
$\overline{F_y}$ (kN/m)	13.8	3.0	—	14.7
$F_y \text{ máx}$ (kN/m)	16.7	5.6	—	18.1
$\overline{F_z}$ (kN/m)	9.9	28.1	1.7	35.9
$F_z \text{ máx}$ (kN/m)	12.5	58.1	6.6	63.4

À semelhança das outras secções, apresenta-se na Figura 6.56 imagens do instante em que a onda, de pouca altura comparativamente às restantes secções, galga a laje, mas com uma pequena lâmina de água em relação ao que sucedeu nas SECÇÕES 1 a 5. Neste caso, o impacto da onda sobre a estrutura é menor do que ocorreu nas secções anteriores.

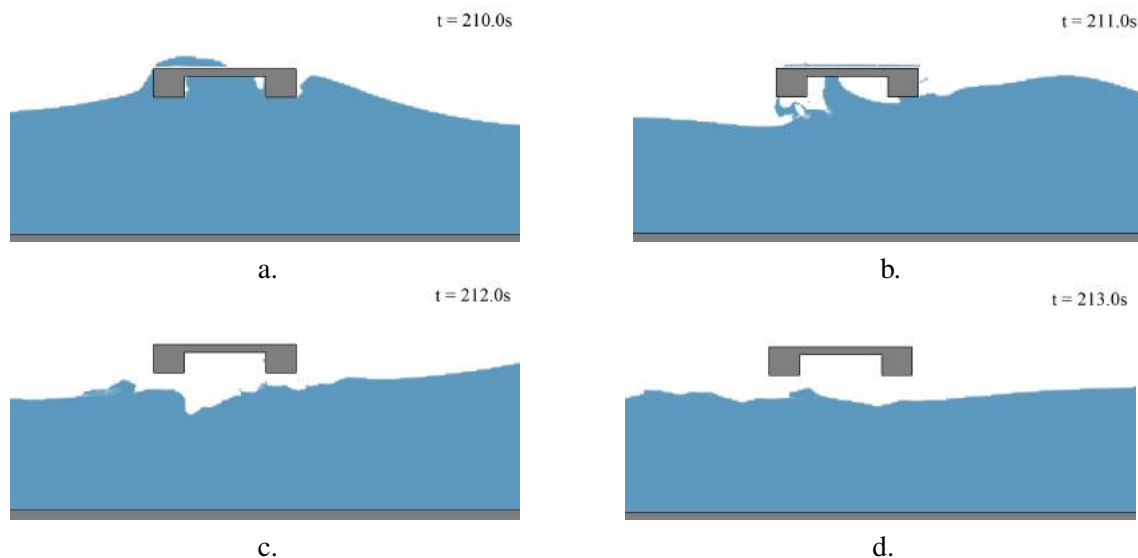


Figura 6.56: Interação da onda com a estrutura.

6.4 Comparação dos resultados do IH-2VOF e as fórmulas

Após a obtenção da força horizontal e vertical máxima em cada secção através das fórmulas e do modelo IH-2VOF, foi possível comparar os respetivos resultados. Estes resultados encontram-se resumidos nas Tabelas 6.26 e 6.27 e nas respetivas Figuras 6.57 e 6.58. Da análise destas figuras e tabelas pode-se constatar que:

- O valor da força vertical máxima do IH-2VOF decresce da SECÇÃO 1 à 3 e da SECÇÃO 4 à 6. Entre a SECÇÃO 3 e 4 existe um aumento pouco significativo da força na ordem dos 3%;
- Nas SECÇÕES 1 à 2, o IH-2VOF apresenta valores da força vertical máxima que se encontra entre os valores obtidos pelas fórmulas de *AASHTO* e *McPherson*;
- Na SECÇÃO 3, o IH-2VOF apresenta um valor da força vertical máxima que se encontra entre os valores obtidos pelas fórmulas de *McPherson* e *McConnell*;
- Na SECÇÃO 4, o IH-2VOF apresenta um valor da força vertical máxima compreendido entre os valores obtidos pelas fórmulas de *Douglass* e *McConnell*;
- Na SECÇÃO 5, o IH-2VOF apresenta um valor da força vertical máxima que se encontra entre os valores obtidos pelas fórmulas de *AASHTO* e *McPherson*;
- Na SECÇÃO 6, o valor da força vertical máxima obtido pelo IH-2VOF é semelhante aos valores obtidos pelas fórmulas de *AASHTO* e *McPherson*;

- De todas as secções, é a SECÇÃO 1 que apresenta o valor mais alto da força vertical e horizontal máxima. Isto sucede com todas as fórmulas e com o IH-2VOF;
- Nas SECÇÕES 1 a 6, as fórmulas de *McPherson*, *McConnell*, *Douglass* e o modelo IH-2VOF apresentam valores de forças verticais máximas muito superiores às forças horizontais máximas sendo a fórmula de *Bea1999* a única que apresenta um comportamento diferente;
- A diferença média entre a força vertical e horizontal obtida com o IH-2VOF, considerando todas as secções é na ordem dos 65%. A mesma diferença tendo em conta as fórmulas de *Douglass*, *McPherson*, *McConnell* e *Bea1999* é na ordem dos 71%, 83%, 92% e 33%;
- Na SECÇÃO 1, 2, 3 e 5, o IH-2VOF apresenta valores das forças horizontais máximas que se encontra entre os valores obtidos pelas fórmulas de *Bea1999* e *Douglass*;
- Na SECÇÃO 4, o valor da força horizontal máxima obtida no IH-2VOF iguala o valor obtido com a fórmula de *Douglass*;
- Na SECÇÃO 6, o IH-2VOF apresenta o valor da força horizontal máxima entre o valor obtido com as fórmulas de *McPherson* e *Bea1999*.

Com a análise efetuada anteriormente podem-se retirar algumas conclusões generalizadas:

- As forças máximas ocorrem onde a profundidade é maior, ou seja, na SECÇÃO 1;
- Tanto as fórmulas como o modelo IH-2VOF apresentam variação das forças com as mesmas tendências ao longo da estrutura, sendo as forças verticais máximas, em geral, significativamente superiores às forças horizontais máximas;
- As fórmulas de *McPherson* e *AASHTO* são as que, em geral, mais se aproximam dos resultados do IH-2VOF em termos de forças verticais máximas, apresentando a mesma tendência global, com diferenças médias na ordem dos 19 a 23%, respetivamente. As fórmulas de *Douglass*, *McConnell* e *Bea1999* afastam-se mais dos resultados do IH-2VOF apresentando diferenças médias na ordem dos 38 a 79%;
- As forças horizontais obtidas pelas fórmulas são globalmente inferiores aos valores obtidos pelo modelo IH-2VOF. No entanto, a fórmula de *Douglass* apresenta valores da força horizontal da mesma ordem de grandeza que os obtidos com o modelo IH-2VOF, com diferenças médias na ordem dos 26%.

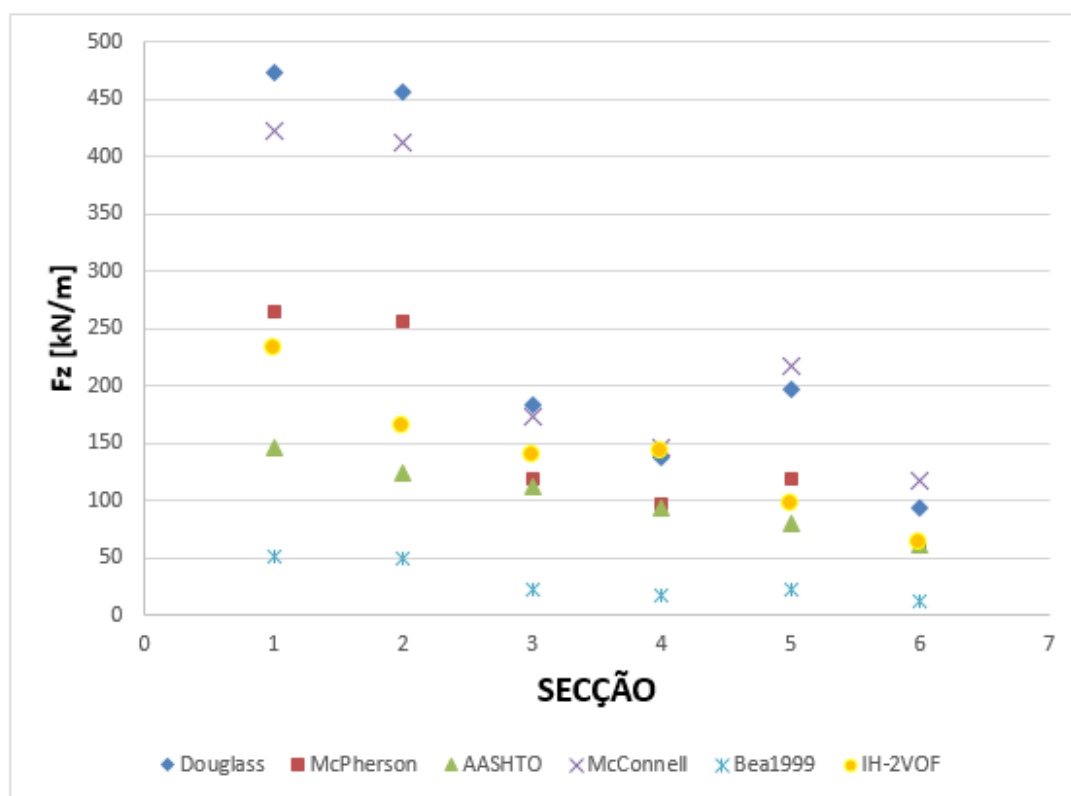
Importa salientar também que as conclusões obtidas anteriormente são similares às conclusões encontradas pelo Hayatdavoodi et al. [10] que comparou os resultados obtidos, em termos de forças, pelas fórmulas de *Douglass*, *AASHTO*, *McPherson* e pelo modelo numérico OpenFOAM, um modelo numérico similar ao IH-2VOF.

Tabela 6.26: Cálculo das forças verticais máximas ($F_z \text{ máx}$, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6
<i>Douglass</i>	473	456	183	138	197	93
<i>McPherson</i>	265	256	120	97	119	61
<i>AASHTO</i>	147	125	112	93	80	62
<i>McConnell</i>	422	411	174	146	218	118
<i>Bea1999</i>	52	50	23	18	23	13
IH-2VOF	233	164	139	143	97	63

Tabela 6.27: Cálculo das forças horizontais máximas ($F_y \text{ máx}$, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6
<i>Douglass</i>	113	110	57	45	57	32
<i>McPherson</i>	31	30	25	14	21	16
<i>McConnell</i>	28	27	21	15	15	9
<i>Bea1999</i>	40	40	35	31	31	26
IH-2VOF	90	66	47	45	39	18

Figura 6.57: Forças verticais máximas ($F_z \text{ máx}$, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.

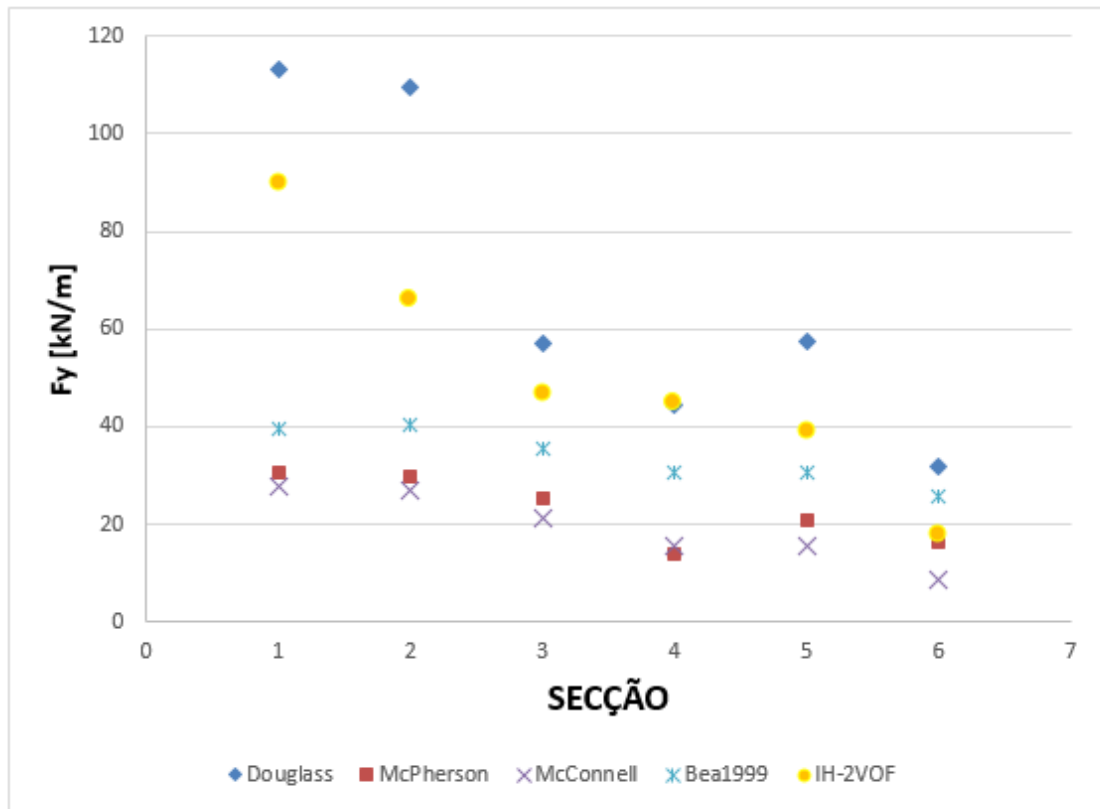


Figura 6.58: Forças horizontais máximas (F_y máx, kN/m), com as fórmulas e o IH-2VOF.

Capítulo 7

Conclusões

Na presente dissertação estudam-se as forças atuantes em lajes que estão sujeitas à ação da agitação marítima e cuja determinação é importante para efeitos do seu dimensionamento. Em particular, aplicaram-se dois métodos de cálculo de forças em estruturas tipo ponte-cais: as formulações e o modelo numérico IH-2VOF que resolve as equações de Navier-Stokes com superfície livre. Esses métodos foram aplicados a uma ponte-cais situada em pequenas profundidades e cuja função é para acostagem de navios de pesca de grandes e médias dimensões.

A estrutura da ponte-cais em betão armado é constituída por uma laje vigada de espessura de 0.40m, assente em pilares. A laje da estrutura tem 199.3m de comprimento no total sendo constituída por sete troços com larguras e profundidades variáveis.

Da revisão bibliográfica das formulações existentes foi possível concluir que, no geral, existem poucos estudos que consideram as forças verticais atuantes em estruturas marítimas cuja largura da laje é comparável ao comprimento de onda incidente. A maior parte dos estudos efetuados incide em estruturas situadas em grandes profundidades e desprovidas de proteção, nomeadamente em plataformas *offshore*. Existem, no entanto, alguns estudos mais recentes efetuados em estruturas marítimas tais como pontes, em águas pouco profundas, e que recorrem também à modelação numérica bidimensional.

O cálculo das forças na estrutura foi feito aplicando as fórmulas de *Douglass*, *McPherson*, *McConnell* e *Bea1999*. Estas fórmulas são as que, dentro da bibliografia disponível, foi possível obter toda a informação necessária para a sua aplicação e aplicáveis a estruturas localizadas em águas pouco profundas e, como tal, aplicáveis ao caso de estudo. Em relação à fórmula *AASHTO*, apenas foi possível calcular a força vertical.

As fórmulas foram aplicadas a cada secção e para uma agitação com altura de onda significativa variável de acordo com a profundidade, considerando uma altura significativa ao largo de 4.3m e um período de pico de 15 s.

Dos resultados das fórmulas, tendo em consideração o cálculo bidimensional (kN/m), é possível concluir que as secções mais solicitadas pela agitação são as secções localizadas a maiores profundidades, entre 9.5 e 8.5m. Com as fórmulas de *Douglass*, *McPherson* e *McConnell* verificou-se para todas as secções que a força vertical máxima é bastante superior à força horizontal máxima. No entanto, na fórmula de *Bea1999* esta tendência não se verifica. As fórmulas de *Douglass* e *McConnell* apresentam resultados de forças verticais semelhantes, no entanto, a fórmula de *Douglass* apresenta valores das forças horizontais superiores ao das restantes fórmulas especialmente nas secções com maior profundidade. *McPherson*, ao propor a sua fórmula, ajustou as forças horizontais por considerar que a fórmula de *Douglass* sobrestimava esse valor. Com a fórmula de *AASHTO* não se pode tirar nenhuma conclusão porque não foi possível obter resultados em termos de forças horizontais.

Para o cálculo das forças com o modelo numérico IH-2VOF fez-se o estudo de convergência com a malha para verificar qual a malha que permite uma representação mais correta dos fenómenos

com um menor custo computacional. Sendo assim foi feita uma análise dos resultados de elevação de superfície livre e das forças obtidas pelo modelo numa das secções em estudo com quatro níveis de refinamento da malha, de uma malha grosseira, com 45864 elementos, até uma malha fina, com 213210 elementos. Para efeitos da obtenção de resultados para o estudo de convergência foi utilizada uma condição de agitação regular dada por uma altura de onda $H=1.61\text{m}$ e um período T igual a 15 s variando apenas o tipo de malha. Esta condição corresponde à altura de onda significativa e período de pico de projeto para esta secção. Conclui-se que a malha fina (MF) é a mais indicada. Isto deve-se ao facto desta malha ser a mais discretizada das 4 malhas estudadas e ter conduzido a uma maior estabilização dos resultados, quer em termos de elevação da superfície livre obtida através da colocação de sondas, quer através da obtenção das forças médias. Após o estudo de convergência das malhas e, conseqüentemente, a escolha da discretização da malha mais indicada, efetuou-se o cálculo das forças, com o modelo numérico IH-2VOF, nas diferentes secções tipo da estrutura em estudo, com larguras e profundidades variáveis.

Dos resultados do cálculo das forças com o modelo IH-2VOF e conseqüente comparação com os resultados das fórmulas é possível concluir que as forças máximas, verticais e horizontais, ocorrem onde a profundidade é maior. Tanto as fórmulas como o modelo IH-2VOF apresentam variação das forças com as mesmas tendências ao longo da estrutura, sendo as forças verticais máximas, em geral, significativamente superiores às forças horizontais máximas. As fórmulas de *McPherson* e *AASHTO* são as que, em geral, mais se aproximam dos resultados do IH-2VOF em termos de forças verticais máximas e apresentam a mesma tendência global ao longo das diferentes secções, com diferenças médias na ordem dos 19 a 23%, respetivamente. Por outro lado, as forças horizontais obtidas pelas fórmulas são globalmente inferiores aos valores obtidos pelo modelo IH-2VOF. No entanto, a fórmula de *Douglass* apresenta valores da força horizontal da mesma ordem de grandeza que os obtidos com o modelo IH-2VOF, com diferenças médias na ordem dos 26%. É de referir que as conclusões obtidas nesta dissertação são similares às conclusões encontradas no trabalho realizado em 2015 por Hayatdavoodi et al. [10].

No entanto, é necessário ter em conta na análise dos resultados obtidos da modelação numérica, que o modelo utilizado é bidimensional, isto é, desprezou-se o efeito dos pilares no modelo estrutural aplicado bem como as vigas que se apoiam nos pilares e a incidência oblíqua da agitação, o que terá influência nas forças na estrutura em estudo. Salienta-se ainda que o próprio software tem limitações, como por exemplo, não simula o ar presente nas concavidades existentes sob a laje da estrutura devido às vigas longitudinais existentes que certamente alteram as forças verticais na estrutura. Como trabalho a desenvolver no futuro, será interessante simular este caso com um modelo numérico tridimensional com a geometria completa da estrutura de modo a avaliar os efeitos dos pilares e vigas transversais e longitudinais na interação das ondas com a estrutura e comparar os resultados obtidos. Seria ainda interessante dispor de resultados de ensaios em modelo físico para validação dos resultados, quer das fórmulas quer do modelo numérico. Em relação à utilização deste modelo 2D, e como continuação deste trabalho, seria interessante analisar os resultados considerando agitação irregular e analisar qual a condição de agitação que gera as forças máximas na estrutura, que pode não coincidir com a altura de onda máxima junto à estrutura.

Bibliografia

- [1] D. M. Sheppard e J Marin. “Wave loading on bridge decks”. Em: December (2009), p. 177.
- [2] M. D. G. Neves, M. Vélchez, M. Clavero e M. a. Losada. “Determinação de forças actuantes em quebra-mares verticais e mistos”. Em: *Revista da Gestão Costeira Integrada* 12.2 (2012), pp. 159–174. ISSN: 16468872. DOI: 10.5894/rgci306.
- [3] D. Kisacik, P. Troch e P. Van Bogaert. “Experimental Results of Breaking Wave Impact on a Vertical Wall With an Overhanging Horizontal Cantilever Slab”. Em: *Coastal Engineering Proceedings* 1.32 (2011), pp. 1–10. ISSN: 0589-087X. DOI: 10.9753/icce.v32.structures.26.
- [4] G. Cuomo, M. Tirindelli e W. Allsop. “Wave-in-deck loads on exposed jetties”. Em: *Coastal Engineering* 54.9 (2007), pp. 657–679. ISSN: 03783839. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2007.01.010.
- [5] M. Hayatdavoodi e R. Cengiz Ertekin. “Review of Wave Loads on Coastal Bridge Decks”. Em: *Applied Mechanics Reviews* 68.3 (2016), p. 030802. ISSN: 0003-6900. DOI: 10.1115/1.4033705. URL: <http://appliedmechanicsreviews.asmedigitalcollection.asme.org/article.aspx?doi=10.1115/1.4033705>.
- [6] A. M. Henry. “Wave forces on bridge decks and damping techniques to reduce damages”. Em: Master of December (2011).
- [7] K McConnell, W Allsop e I Cruickshank. *Piers, Jetties and Related Structures Exposed to Waves: Guidelines for Hydraulic Loadings*. 2004. ISBN: 072773265X. DOI: 10.1680/pjarsetw.32651.
- [8] S. L. Douglass, Q. J. Chen e J. M. Olsen. “Wave Forces on Bridge Decks”. Em: June (2006). DOI: 10.1061/40962(325)13.
- [9] D. C. H. Lum. “Assessment of the Vulnerability of Oahu’s Coastal Bridges to Storm Waves and Tsunami Inundation”. Em: *Water* (2011).
- [10] M. Hayatdavoodi, R. C. Ertekin, I. N. Robertson e H. R. Riggs. “Vulnerability assessment of coastal bridges on Oahu impacted by storm surge and waves”. Em: *Natural Hazards* 79.2 (2015), pp. 1133–1157. ISSN: 0921030X. DOI: 10.1007/s11069-015-1896-2.
- [11] J. Jin e B. Meng. “Computation of wave loads on the superstructures of coastal highway bridges”. Em: *Ocean Engineering* 38.17-18 (2011), pp. 2185–2200. ISSN: 00298018. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2011.09.029. URL: <http://dx.doi.org/10.1016/j.oceaneng.2011.09.029>.
- [12] D. E. Hflr e J. Ldirrr. “IH-2VOF COURSE”. Em: (2012).

Apêndice A

Secções transversais do caso de estudo

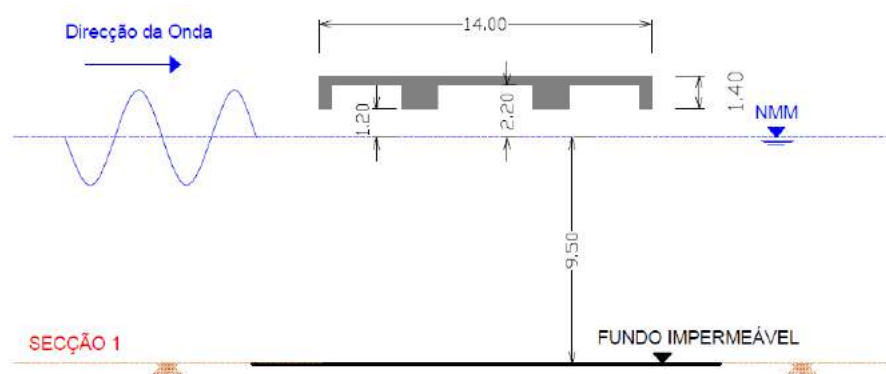


Figura A.1: Secção transversal 1 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.

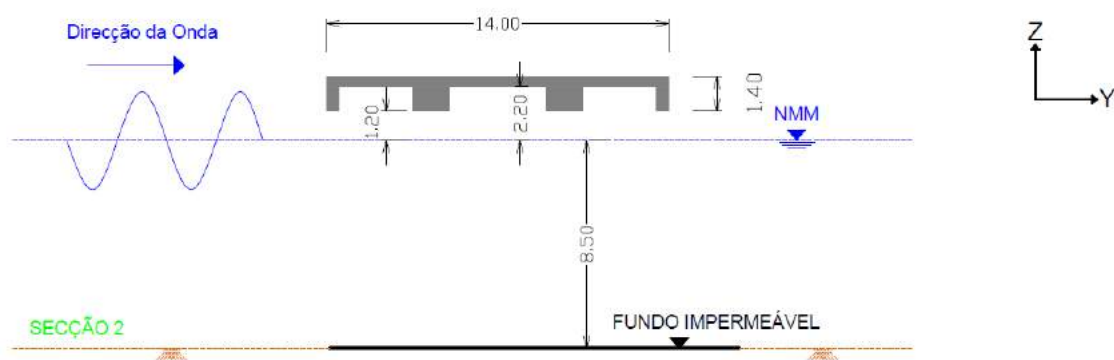


Figura A.2: Secção transversal 2 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.

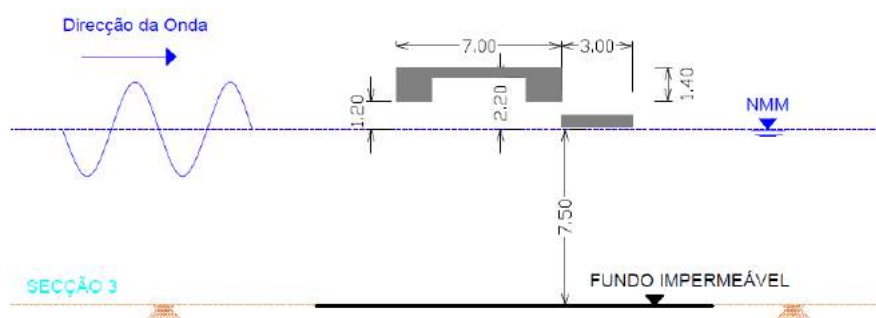


Figura A.3: Secção transversal 3 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.

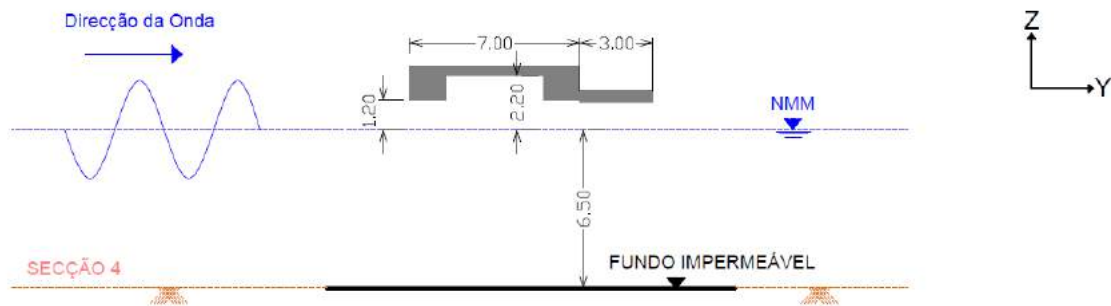


Figura A.4: Secção transversal 4 da Ponte-Cais e respectivas dimensões em metros.

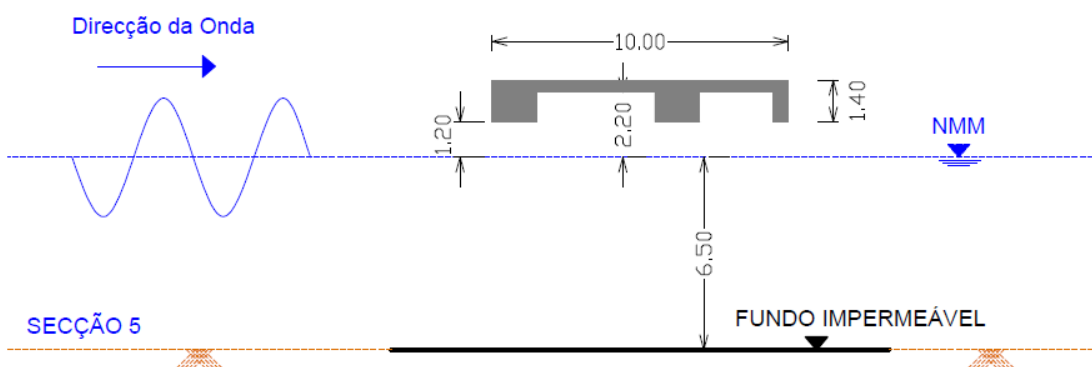


Figura A.5: Secção transversal 5 da Ponte-Cais e respectivas dimensões em metros.

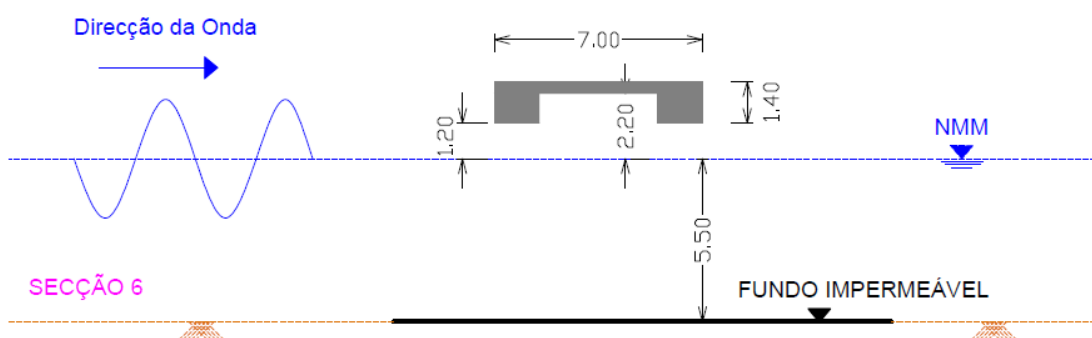


Figura A.6: Secção transversal 6 da Ponte-Cais e respectivas dimensões em metros.

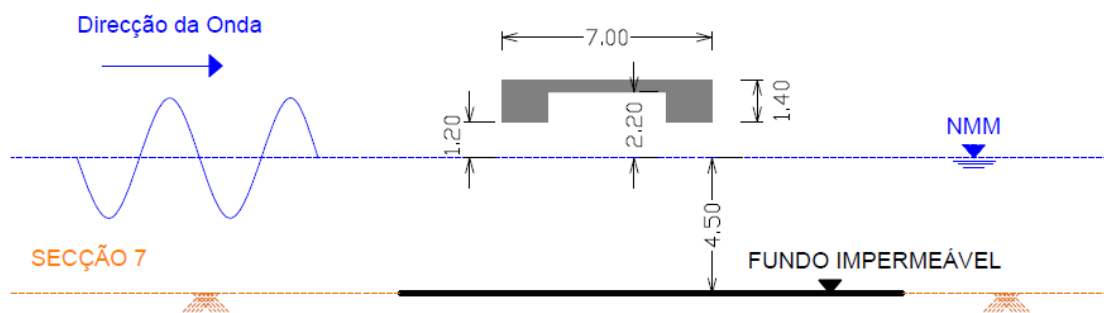


Figura A.7: Secção transversal 7 da Ponte-Cais e respetivas dimensões em metros.

Tabela A.1: Comprimento (L) e Largura (W) das diferentes secções.

SECÇÃO	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	53.6	30.0	15.0	22.5	7.5	30.0	22.5
W (m)	14.0	14.0	7.0	7.0	10.0	7.0	7.0

Apêndice B

Empolamento e refracção

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO										
DADOS OND_1:		Tp		12						
		Hs PS8		0.8						
Grandes profundidades										
L ₀		224.83								
C ₀ =L ₀ /T		18.74								
C _{g0} =0.5*C ₀		9.37								
K _s =		1.038								
θ ₀ (Radianos)		0.7332								
senθ ₀		0.6692								
senθ ₀ /C ₀		0.0357								
K _r =		0.88924								
H ₀ =		0.8665								
Empolamento		K _s =								
		H=								
		senθ								
		senθ/C								
Refracção		K _r =								
		H=								
θ ₀ (Graus)		42.01								
		θ ₂ (GRAUS)								
		Altura relativa (H/h)								

Figura B.1: OND_1 – Estado Limite de Serviço, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 0.80m no ponto PS8.

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO												
DADOS OND_1:		Tp		12								
		Hmáx PS8		1.44								
Grandes profundidades					PS8	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 6	Zona 7
L ₀	224.83		h	10.33	9.50	8.5	7.5	6.5	6.5	5.5	4.5	
C ₀ =L ₀ /T	18.74		sigma	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	
C _{g0} =0.5*C ₀	9.37			0.05468	0.05679	0.05974	0.06329	0.06766	0.06766	0.07320	0.08054	
K _s =	1.038		k	0.05468	0.05679	0.05974	0.06329	0.06766	0.06766	0.07320	0.08054	
θ ₀ (Radianos)	0.7332		L	114.90	110.64	105.17	99.27	92.86	92.86	85.84	78.01	
senθ ₀	0.6692		n	0.91	0.91	0.92	0.93	0.94	0.94	0.95	0.96	
senθ ₀ /C ₀	0.0357		C _g	8.69	8.43	8.09	7.71	7.28	7.28	6.79	6.23	
K _r =	0.88924		C	9.58	9.22	8.76	8.27	7.74	7.74	7.15	6.50	
H ₀ =	1.5597	Empolamento	K _s =	1.04	1.05	1.08	1.10	1.13	1.13	1.17	1.23	
			H=	1.62	1.64	1.68	1.72	1.77	1.77	1.83	1.91	
			senθ	0.3420	0.3293	0.3130	0.2955	0.2764	0.2764	0.2555	0.2322	
			senθ/C	0.0357								
		Refracção	K _r =	0.8892	0.8871	0.8845	0.8819	0.8793	0.8793	0.8767	0.8740	
			H=	1.44	1.46	1.48	1.52	1.56	1.56	1.61	1.67	
θ ₀ (Graus)	42.01	θ ₂ (GRAUS)		20.00	19.23	18.24	17.19	16.05	16.05	14.80	13.43	
		Altura relativa (H/h)		0.14	0.15	0.17	0.20	0.24	0.24	0.29	0.37	

Figura B.2: OND_1 – Estado Limite de Serviço, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 1.44m no ponto PS8.

APÊNDICE B. EMPOLAMENTO E REFRACÇÃO

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS										
DADOS OND_2:		Tp		15						
		Hs PS8		3.8						
Grandes profundidades										
L ₀	351.29		PS8	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 6	Zona 7
C ₀ =L ₀ /T	23.42	h	10.33	9.50	8.5	7.5	6.5	6.5	5.5	4.5
C _{g0} =0.5*C ₀	11.71	sigma	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
Ks=	1.130		0.04296	0.04468	0.04709	0.04998	0.05352	0.05352	0.05801	0.06394
θ ₀ (Radianos)	0.9640	k	0.04296	0.04468	0.04709	0.04998	0.05352	0.05352	0.05801	0.06394
senθ ₀	0.8215	L	146.26	140.62	133.42	125.71	117.39	117.39	108.31	98.27
senθ ₀ /C ₀	0.0351	n	0.94	0.94	0.95	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97
Kr=	0.77899	Cg	9.16	8.86	8.45	8.01	7.53	7.53	6.99	6.38
Ho=	4.3156	C	9.75	9.37	8.89	8.38	7.83	7.83	7.22	6.55
Empolamento		Ks=	1.13	1.15	1.18	1.21	1.25	1.25	1.29	1.36
		H=	4.88	4.96	5.08	5.22	5.38	5.38	5.59	5.85
		senθ	0.3420	0.3288	0.3120	0.2940	0.2745	0.2745	0.2533	0.2298
Refracção		senθ/C	0.0351							
		Kr=	0.7790	0.7770	0.7747	0.7724	0.7701	0.7701	0.7678	0.7654
		H=	3.80	3.86	3.94	4.03	4.14	4.14	4.29	4.48
θ ₀ (Graus)	55.23	θ2 (GRAUS)	20.00	19.20	18.18	17.10	15.93	15.93	14.67	13.29
		Altura relativa (H/h)	0.37	0.41	0.46	0.54	0.64	0.64	0.78	0.99
tam beta	0.04	Hb (Goda 2000)								4.2

Figura B.3: OND_2 – Estado Limite Último, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 3.8m no ponto PS8.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS														
DADOS OND_2:		Tp		15										
		Hmáx PS8		6.85										
Grandes profundidades					PS8	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 6	Zona 7		
L ₀	351.29		h	10.33	9.50	8.5	7.5	6.5	6.5	5.5	4.5			
C ₀ =L ₀ /T	23.42		sigma	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42			
Cg ₀ =0.5*C ₀	11.71			0.04296	0.04468	0.04709	0.04998	0.05352	0.05352	0.05801	0.06394			
Ks=	1.130		k	0.04296	0.04468	0.04709	0.04998	0.05352	0.05352	0.05801	0.06394			
θ ₀ (Radianos)	0.9640		L	146.26	140.62	133.42	125.71	117.39	117.39	108.31	98.27			
senθ ₀	0.8215		n	0.94	0.94	0.95	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97			
senθ ₀ /C ₀	0.0351		Cg	9.16	8.86	8.45	8.01	7.53	7.53	6.99	6.38			
Kr=	0.77899		C	9.75	9.37	8.89	8.38	7.83	7.83	7.22	6.55			
Ho=	7.7794		Ks=	1.13	1.15	1.18	1.21	1.25	1.25	1.29	1.36			
Empolamento			H=	8.79	8.95	9.16	9.40	9.70	9.70	10.07	10.54			
			senθ	0.3420	0.3288	0.3120	0.2940	0.2745	0.2745	0.2533	0.2298			
			senθ/C	0.0351										
Refracção			Kr=	0.7790	0.7770	0.7747	0.7724	0.7701	0.7701	0.7678	0.7654			
			H=	6.85	6.95	7.09	7.26	7.47	7.47	7.73	8.07			
θ ₀ (Graus)				55.23	θ2 (GRAUS)		20.00	19.20	18.18	17.10	15.93	15.93	14.67	13.29
					Hfinal 90º		2.34	2.29	2.21	2.14	2.05	2.05	1.96	1.85
					Altura relativa (H/h)		0.66	0.73	0.83	0.97	1.15	1.15	1.41	1.79
					Hfinal 0º		6.44	6.56	6.74	6.94	7.18	7.18	7.48	7.85
tam beta				0.04	Hb (Goda 2000)				7.7	6.8	6.0	6.0	5.1	4.2

Figura B.4: OND_2 – Estado Limite Último, cálculo da altura de onda nas diferentes secções tendo em conta a altura de onda significativa (H_s) igual a 6.85m no ponto PS8.

Apêndice C

Fórmulas - Cálculos

Valores constantes		
Parâmetros		unidades
Cr	0.4	
Cv-va	1	não conservativo
Ch-va	1	não conservativo
Cv-im	3	
Ch-im	6	
ρ	1025	kG/m ³
g	9.81	m/s ²
γ	10055.25	kG/(m ² .s ²)

Figura C.1: Coeficientes constantes da fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	25329094	N
Fz impacto	101316377	N
F vertical total	2.53E+04	kN
F vertical total com F imp	1.27E+05	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	6069936.53	N
Fy impacto	22624308.88	N
F horizontal total	6.07E+03	kN
F horizontal total com F imp	2.87E+04	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa					
		simbologia	valor cálculo	Unidades	
Hs calculado:	3.86	Profundidade água	h	9.50	m
H máx calculado	6.95	Altura Onda / Profundidade água		0.732	
H máx calculado AUTOR	7.60	Altura Onda	H	6.950	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	5.56	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		3.36	m
		Dz força horizontal		3.66	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
		Comprimento laje (direção ortogonal propagação onda)	L	53.55	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	749.700	m2
		Área laje; Força horizontal	Ax	74.97	m2
		Número vigas		4	
		Altura vigas		1	m

Figura C.2: Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	13683184	N
Fz impacto	54732737	N
F vertical total	1.37E+04	kN
F vertical total com F imp	6.84E+04	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	3289032.05	N
Fy impacto	12259119.47	N
F horizontal total	3.29E+03	kN
F horizontal total com F imp	1.55E+04	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa					
		simbologia	valor cálculo	Unidades	
Hs calculado:	3.94	Profundidade água	h	8.50	m
H máx calculado	7.09	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR	6.80	Altura Onda	H	6.800	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	η_{\max}	5.44	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		3.24	m
		Dz força horizontal		3.54	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
		Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	30	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	420.000	m2
		Área laje; Força horizontal	Ax	42	m2
		Número vigas		4	
		Altura vigas		1	m

Figura C.3: Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	2745083	N
Fz impacto	10980333	N
F vertical total	2.75E+03	kN
F vertical total com F imp	1.37E+04	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	857310.62	N
Fy impacto	4531498.97	N
F horizontal total	8.57E+02	kN
F horizontal total com F imp	5.39E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa					
		simbologia	valor cálculo	Unidades	
Hs calculado:	4.03	Profundidade água	h	7.50	m
H máx calculado	6.80	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR	6.00	Altura Onda	H	6.000	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	4.8	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		2.6	m
		Dz força horizontal		2.9	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
		Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	15	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	105.000	m2
		Área laje; Força horizontal	Ax	21	m2
		Número vigas		2	
		Altura vigas		1	m

Figura C.4: Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	3104056	N
Fz impacto	12416223	N
F vertical total	3.10E+03	kN
F vertical total com F imp	1.55E+04	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	1002166.55	N
Fy impacto	5297166.03	N
F horizontal total	1.00E+03	kN
F horizontal total com F imp	6.30E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa					
		simbologia	valor cálculo	Unidades	
Hs calculado:	4.14	Profundidade água	h	6.50	m
H máx calculado	6.00	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR	5.20	Altura Onda	H	5.200	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	4.16	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		1.96	m
		Dz força horizontal		2.26	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
		Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	22.5	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	157.500	m2
		Área laje; Força horizontal	Ax	31.5	m2
		Número vigas		2	
		Altura vigas		1	m

Figura C.5: Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	1478122	N
Fz impacto	5912487	N
F vertical total	1.48E+03	kN
F vertical total com F imp	7.39E+03	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	429499.95	N
Fy impacto	1861166.44	N
F horizontal total	4.29E+02	kN
F horizontal total com F imp	2.29E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa				
		simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.14	Profundidade água	h	6.50	m
H máx calculado 6.00	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR 5.20	Altura Onda	H	5.200	m
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
	cota máxima da água	η_{\max}	4.16	m
	distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
	Dz força vertical		1.96	m
	Dz força horizontal		2.26	m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	10	m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	7.5	m
	Espessura laje		0.4	m
	Área laje; Força vertical	Az	75.000	m2
	Área laje; Força horizontal	Ax	10.5	m2
	Número vigas		3	
	Altura vigas		1	m

Figura C.6: Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	2787315	N
Fz impacto	11149261	N
F vertical total	2.79E+03	kN
F vertical total com F imp	1.39E+04	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	957822.89	N
Fy impacto	5062778.15	N
F horizontal total	9.58E+02	kN
F horizontal total com F imp	6.02E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa				Unidades	
		simbologia	valor cálculo		
Hs calculado:	4.29	Profundidade água	h	5.50	m
H máx calculado	5.10	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR	4.40	Altura Onda	H	4.400	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	3.52	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		1.32	m
		Dz força horizontal		1.62	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
		Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	30	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	210.000	m2
		Área laje; Força horizontal	Ax	42	m2
		Número vigas		2	
		Altura vigas		1	m

Figura C.7: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de *Douglass*.

Força vertical (cálculos):		
Fz (quase estática)	1076917	N
Fz impacto	4307669	N
F vertical total	1.08E+03	kN
F vertical total com F imp	5.38E+03	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fy	434567.79	N
Fy impacto	2297001.20	N
F horizontal total	4.35E+02	kN
F horizontal total com F imp	2.73E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Maipalaoa					
		simbologia	valor cálculo	Unidades	
Hs calculado:	4.20	Profundidade água	h	4.50	m
H máx calculado	4.20	Altura Onda / Profundidade água		0.800	
H máx calculado AUTOR	3.60	Altura Onda	H	3.600	m
		Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
		cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	2.88	m
		distância do deck (NMM até à parte de baixo da laje)		2.2	m
		Dz força vertical		0.68	m
		Dz força horizontal		0.98	m
		Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
		Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	22.5	m
		Espessura laje		0.4	m
		Área laje; Força vertical	Az	157.500	m ²
		Área laje; Força horizontal	Ax	31.5	m ²
		Número vigas		2	
		Altura vigas		1	m

Figura C.8: Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de *Douglass*.

Valores constantes		
Parâmetros		Unidades
ρ	1025	kG/m ³
g	9.81	m/s ²
γ	10055.25	kG/(m ² .s ²)

Figura C.9: Coeficientes constantes da fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	11156863	N	
F hidroestática	11156863	N	
F bridge	3015368	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	1.42E+04	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	1643375.76	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	1.64E+03	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Profundidade água	h	9.50	m
Hs calculado: 3.86	Altura Onda / Profundidade água	0.732	
H máx calculado 6.95	Altura Onda	6.95	m
H máx calculado AUTOR douglass 7.60	Onda acima NMM, Percentagem (/100)	0.8	
	cota máxima da água	η_{\max}	5.56 m
	distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)	2.6	m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	14 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	53.55 m
	Espessura laje		0.4 m
	Área laje; Força vertical	Az	749.700 m2
	Área laje; Força horizontal	Ax	74.97 m2
	Número vigas		4
	Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	11.7 m
	Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	10.7 m
	h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	12.1 m
	Dz força vertical		2.96 m
	altura vigas		1 m

Figura C.10: Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	5996951	N	
F hidroestática	5996951	N	
F bridge	1689282	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	7.69E+03	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	895319.46	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	8.95E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Profundidade água	h	8.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda	H	6.8	m
Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	5.44	m
distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)		2.6	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	30	m
Espessura laje		0.4	m
Área laje; Força vertical	Az	420.000	m2
Área laje; Força horizontal	Ax	42	m2
Número vigas		4	
Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	10.7	m
Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	9.7	m
h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	11.1	
Dz força vertical		2.84	m
altura vigas		1	m

Figura C.11: Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	1372542	N	
F hidroestática	1372542	N	
F bridge	422321	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	1.79E+03	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	380088.45	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	3.80E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Profundidade água	h	7.50	m
Hs calculado: 4.03	Altura Onda / Profundidade água	0.800	
H máx calculado 6.80	Altura Onda	6	m
H máx calculado AUTOR douglass 6.00	Onda acima NMM, Percentagem (/100)	0.8	
	cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	4.8 m
	distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)	2.2	m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	15 m
	Espessura laje	0.4	m
	Área laje; Força vertical	Az	105.000 m ²
	Área laje; Força horizontal	Ax	21 m ²
	Número vigas	2	
	Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	9.7 m
	Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	8.7 m
	h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	10.1 m
	Dz força vertical	2.6	m
	altura vigas	1	m

Figura C.12: Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	1552028	N	
F hidroestática	1552028	N	
F bridge	633481	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	2.19E+03	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	310405.57	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	3.10E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado:	4.14		
H máx calculado	6.00		
H máx calculado AUTOR douglass	5.20		
Profundidade água	h	6.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda	H	5.2	m
Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
cota máxima da água	η_{\max}	4.16	m
distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)		2.2	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	22.5	m
Espessura laje		0.4	m
Área laje; Força vertical	Az	157.500	m2
Área laje; Força horizontal	Ax	31.5	m2
Número vigas		2	
Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	9.7	m
Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	8.7	m
h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	10.1	
Dz força vertical		1.96	m
altura vigas		1	m

Figura C.13: Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	588232	N	
F hidroestática	588232	N	
F bridge	301658	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	8.90E+02	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	156258.59	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	1.56E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Profundidade água	h	6.50	m
Hs calculado: 4.14		0.800	
Altura Onda / Profundidade água			
H máx calculado 6.00	H	5.2	m
Altura Onda			
H máx calculado AUTOR douglass 5.20	Onda acima NMM, Percentagem (/100)	0.8	
	cota máxima da água	η _{máx}	4.16 m
	distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)		2.6 m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	10 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	7.5 m
	Espessura laje		0.4 m
	Área laje; Força vertical	Az	75.000 m ²
	Área laje; Força horizontal	Ax	10.5 m ²
	Número vigas		3
	Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	8.7 m
	Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	7.7 m
	h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	9.1 m
	Dz força vertical		1.56 m
	altura vigas		1 m

Figura C.14: Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	971337	N	
F hidroestática	971337	N	
F bridge	844641	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	1.82E+03	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	489891.78	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	4.90E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Profundidade água	h	5.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda	H	4.4	m
Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
cota máxima da água	η_{\max}	3.52	m
distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)		2.6	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	30	m
Espessura laje		0.4	m
Área laje; Força vertical	Az	210.000	m2
Área laje; Força horizontal	Ax	42	m2
Número vigas		2	
Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	7.7	m
Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	6.7	m
h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	8.1	
Dz força vertical		0.92	m
altura vigas		1	m

Figura C.15: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
Fw	221718	N	
F hidroestática	221718	N	
F bridge	633481	N	
F air	0.00	N	
F vertical total	8.55E+02	kN	

Força horizontal (cálculos):			
F front	266061.92	N	
F back	0.00	N	
F horizontal total	2.66E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
		simbologia	valor cálculo
		h	4.50
			0.800
Hs calculado: 4.2	Altura Onda / Profundidade água	H	3.6
H máx calculado 4.20	Altura Onda		0.8
H máx calculado AUTOR douglass 3.60	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		2.88
	cota máxima da água	$\eta_{\text{máx}}$	2.6
	distância do topo do deck (NMM até ao topo laje)		7
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	22.5
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação onda)	L	0.4
	Espessura laje		157.500
	Área laje; Força vertical	Az	31.5
	Área laje; Força horizontal	Ax	2
	Número vigas		6.7
	Profundidade laje (desde fundo mar até parte baixo laje)	hdeck	5.7
	Profundidade viga (desde fundo mar até parte baixo viga)	hgirders	7.1
	h_model (distância fundo do mar até topo deck)	h model	0.28
	Dz força vertical		1
	altura vigas		

Figura C.16: Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de *McPherson*.

Força vertical (cálculos):			
	Fv* - laje interior	7236884	N
A	Fvqs - laje	5671198	N
	Fv* - viga interior	3521519	N
B	Fvqs - viga 1	2730099	N
C	Fvqs - viga 2	2730099	N
	Fv* - laje ext	10855326	N
D	Fvqs - laje ext	9689119	N
	Fv* - viga ext	1173840	N
E	Fvqs - viga exterior 1	893780	N
F	Fvqs - viga exterior 2	893780	N
A+B+C+D+E+F	F vqs TOTAL	2.26E+04	kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	2005219.97	N
	Fhqs - viga 1	746529.20	N
	Fhqs - viga 2	746529.20	N
	F horizontal total	1.49E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha				
		simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 3.86	Profundidade água	h	9.50	m
H máx calculado 6.95	Altura Onda / Profundidade água		0.732	
H máx calculado AUTOR 7.60	Altura Onda máxima	H máx	6.950	m
	Altura Onda significativa	Hs	3.9	
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
	altura máxima da água	$\eta_{m\acute{a}x}$	5.56	m
	NMM até parte baixo viga	S	1.2	m
	NMM até parte baixo laje	S	2.2	
	Largura laje (direção propagação onda)	W	14	m
	Comprimento laje (direção ortogonal propagação	bw	53.55	m
	Area laje interior ; Força vertical	Az	214.200	m2
	Area vigas interiores; Força vertical	Az	80.325	m2
	Area viga; Força horizontal	Ax	74.97	m2
	Area laje ext ; Força vertical	Az	321.300	m2
	Area vigas exterior; Força vertical	Az	26.775	m2
	Coefficiente empirico - viga interior	a	0.84	m
	Coefficiente empirico - vigas interior	b	0.66	m
	Coefficiente empirico - viga exterior	a	0.82	
	Coefficiente empirico - vigas exterior	b	0.61	
	Coefficiente empirico - laje interior	a	0.71	
	Coefficiente empirico - laje interior	b	0.71	
	Coefficiente empirico - laje ext	a	0.82	
	Coefficiente empirico - laje exterior	b	0.61	
	ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4	
	Pressões P2	P2	33785.64	
	Pressões P1	P1	19708.29	
	altura vigas		1	m

Figura C.17: Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
A	Fv* - laje interior	3909481	N
	Fvqs - laje	3095483	N
B	Fv* - viga interior	1918542	N
	Fvqs - viga 1	1493362	N
C	Fvqs - viga 2	1493362	N
	Fv* - laje ext	5864222	N
D	Fvqs - laje ext	5280876	N
	Fv* - viga ext	639514	N
E	Fvqs - viga exterior 1	488748	N
	Fvqs - viga exterior 2	488748	N
A+B+C+D+E+F		F vqs TOTAL	1.23E+04 kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	1072694.07	N
	Fhqs - viga 1	403168.37	N
	Fhqs - viga 2	403168.37	N
	F horizontal total	8.06E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 3.94			
H máx calculado 7.09			
H máx calculado AUTOR 6.80			
Profundidade água	h	8.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	6.800	m
Altura Onda significativa	Hs	3.8	
Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
altura máxima da água	ηmáx	5.44	m
NMM até parte baixo viga	S	1.2	m
NMM até parte baixo laje	S	2.2	
Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	bw	30	m
Area laje interior ; Força vertical	Az	120.000	m2
Area vigas interiores; Força vertical	Az	45.000	m2
Area viga; Força horizontal	Ax	42	m2
Area laje ext ; Força vertical	Az	180.000	m2
Area vigas exterior; Força vertical	Az	15	m2
Coefficiente empririco - viga interior	a	0.84	m
Coefficiente empririco - vigas interior	b	0.66	m
Coefficiente empririco - viga exterior	a	0.82	
Coefficiente empririco - vigas exterior	b	0.61	
Coefficiente empririco - laje interior	a	0.71	
Coefficiente empririco - laje interior	b	0.71	
Coefficiente empririco - laje ext	a	0.82	
Coefficiente empririco - laje exterior	b	0.61	
ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4	
Pressões P2	P2	32579.01	
Pressões P1	P1	18501.66	
altura vigas		1	m

Figura C.18: Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
	Fv* - laje	1568619	N
A	Fvqs - laje	1328583	N
	Fv* - viga	814475	N
B	Fvqs - viga 1	637240	N
C	Fvqs - viga 2	637240	N
A+B+C	F vqs TOTAL	2.60E+03	kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	401204.48	N
	Fhqs - viga 1	160116.92	N
	Fhqs - viga 2	160116.92	N
	F horizontal total	3.20E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.03			
H máx calculado 6.80	Profundidade água	h	7.50 m
H máx calculado douglass 6.00	Altura Onda / Profundidade água		0.800 m
	Altura Onda máxima	H máx	6.000 m
	Altura Onda significativa	Hs	3.3 m
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8 m
	altura máxima da água	ηmáx	4.8 m
	NMM até parte baixo viga	S	1.2 m
	NMM até parte baixo laje	S	2.2 m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	bw	15 m
	Área laje; Força vertical	Az	60.000 m2
	Área viga; Força vertical	Az	22.500 m2
	Área viga; Força horizontal	Ax	21 m2
	Coefficiente empirico - vigas	a	0.82 m
	Coefficiente empirico - vigas	b	0.61 m
	Coefficiente empirico - laje	a	0.71 m
	Coefficiente empirico - laje	b	0.71 m
	ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4 m
	Pressões P2	P2	26143.65 m
	Pressões P1	P1	12066.3 m
	altura vigas		1 m

Figura C.19: Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
	Fv* - laje	1773746	N
A	Fvqs - laje	1658696	N
	Fv* - viga	1004519	N
B	Fvqs - viga 1	811578	N
C	Fvqs - viga 2	811578	N
A+B+C	F vqs TOTAL	3.28E+03	kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	399092.87	N
	Fhqs - viga 1	172906.58	N
	Fhqs - viga 2	172906.58	N
	F horizontal total	3.46E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.14	h	6.50	m
H máx calculado 6.00	Altura Onda / Profundidade água	0.800	
H máx calculado douglass 5.20	Altura Onda máxima	5.200	m
	Altura Onda significativa	Hs	2.9
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)	0.8	
	altura máxima da água	$\eta_{m\acute{a}x}$	4.16 m
	NMM até parte baixo viga	S	1.2 m
	NMM até parte baixo laje	S	2.2
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	bw	22.5 m
	Area laje; Força vertical	Az	90.000 m2
	Area viga; Força vertical	Az	33.750 m2
	Area viga; Força horizontal	Ax	31.5 m2
	Coefficiente empririco - vigas	a	0.82 m
	Coefficiente empririco - vigas	b	0.61 m
	Coefficiente empririco - laje	a	0.71
	Coefficiente empririco - laje	b	0.71
	ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4
	Pressões P2	P2	19708.29
	Pressões P1	P1	5630.94
	altura vigas		1 m

Figura C.20: Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
	Fv* - viga interior	334840	N
B	Fvqs - viga 1	276787	N
	Fv* - laje ext	960779	N
D	Fvqs - laje ext	998176	N
	Fv* - viga ext	446453	N
E	Fvqs - vigas exterior	360701	N
B+D+E	F vqs TOTAL	1.64E+03	kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	133030.96	N
	Fhqs - viga 1	57635.53	N
	Fhqs - viga 2	57635.53	N
	F horizontal total	1.15E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.14			
H máx calculado 6.00			
H máx calculado AUTOR 5.20			
Profundidade água	h	6.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	5.200	m
Altura Onda significativa	Hs	2.9	
Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8	
altura máxima da água	$\eta_{máx}$	4.16	m
NMM até parte baixo viga	S	1.2	m
NMM até parte baixo laje	S	2.2	
Largura laje (direção propagação onda)	W	10	m
Comprimento laje (direção ortogonal propagação)	bw	7.5	m
Area vigas interiores; Força vertical	Az	11.250	m2
Area viga; Força horizontal	Ax	10.5	m2
Area laje ext ; Força vertical	Az	48.750	m2
Area vigas exterior; Força vertical	Az	15	m2
Coefficiente empirico - viga interior	a	0.84	m
Coefficiente empirico - vigas interior	b	0.66	m
Coefficiente empirico - viga exterior	a	0.82	
Coefficiente empirico - vigas exterior	b	0.61	
Coefficiente empirico - laje interior	a	0.71	
Coefficiente empirico - laje interior	b	0.71	
Coefficiente empirico - laje ext	a	0.82	
Coefficiente empirico - laje exterior	b	0.61	
ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4	
Pressões P2	P2	19708.29	
Pressões P1	P1	5630.94	
altura vigas		1	m

Figura C.21: Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
A	Fv* - laje	1592752	N
	Fvqs - laje	1751487	N
B	Fv* - viga	1049768	N
	Fvqs - viga 1	888688	N
C	Fvqs - viga 2	888688	N
A+B+C	F vqs TOTAL	3.53E+03	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fh* - viga	262804.01	N
Fhqs - viga 1	128305.22	N
Fhqs - viga 2	128305.22	N
F horizontal total	2.57E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
		simbologia	valor cálculo
Hs calculado: 4.29	Profundidade água	h	5.50
H máx calculado 5.10	Altura Onda / Profundidade água		0.800
H máx calculado douglass 4.40	Altura Onda máxima	H máx	4.400
	Altura Onda significativa	Hs	2.4
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8
	altura máxima da água	$\eta_{máx}$	3.52
	NMM até parte baixo viga	S	1.2
	NMM até parte baixo laje	S	2.2
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	bw	30
	Área laje; Força vertical	Az	120.000
	Área viga; Força vertical	Az	45.000
	Área viga; Força horizontal	Ax	42
	Coefficiente empririco - vigas	a	0.82
	Coefficiente empririco - vigas	b	0.61
	Coefficiente empririco - laje	a	0.71
	Coefficiente empririco - laje	b	0.71
	ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4
	Pressões P2	P2	13272.93
	Pressões P1	P1	-804.42
	altura vigas		1

Figura C.22: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):			
A	Fv* - laje	615381	N
	Fvqs - laje	939837	N
	Fv* - viga	570133	N
B	Fvqs - viga 1	519971	N
C	Fvqs - viga 2	519971	N
A+B+C	F vqs TOTAL	1.98E+03	kN

Força horizontal (cálculos):			
	Fh* - viga	52307.41	N
	Fhqs - viga 1	30895.84	N
	Fhqs - viga 2	30895.84	N
	F horizontal total	6.18E+01	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.2	Profundidade água	h	4.50 m
H máx calculado 4.20	Altura Onda / Profundidade água		0.800 m
H máx calculado douglass 3.60	Altura Onda máxima	H máx	3.600 m
	Altura Onda significativa	Hs	2.0 m
	Onda acima NMM, Percentagem (/100)		0.8 m
	altura máxima da água	$\eta_{m\acute{a}x}$	2.88 m
	NMM até parte baixo viga	S	1.2 m
	NMM até parte baixo laje	S	2.2 m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	bw	22.5 m
	Área laje; Força vertical	Az	90.000 m2
	Área viga; Força vertical	Az	33.750 m2
	Área viga; Força horizontal	Ax	31.5 m2
	Coefficiente emprínico - vigas	a	0.82 m
	Coefficiente emprínico - vigas	b	0.61 m
	Coefficiente emprínico - laje	a	0.71 m
	Coefficiente emprínico - laje	b	0.71 m
	ASSUMI altura elemento sujeito força horizontal	bh	1.4 m
	Pressões P2	P2	6837.57 m
	Pressões P1	P1	-7239.78 m
	altura vigas		1 m

Figura C.23: Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de *McConnell*.

Força vertical (cálculos):		
Fi	340034	N
Fd	1631473	N
Fl	815736	N
Fb	0	N
força vertical total	2.79E+03	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fi	1101753.68	N
Fd	1016125.48	N
Fs	3048376.43	N
Força horizontal total	5.17E+03	kN
Força horizontal SEM Fs	2.12E+03	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 3.86			
H máx calculado 6.95			
H máx calculado AUTOR 7.60			
Profundidade água	h	9.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.732	
Altura Onda máxima	H máx	6.950	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	L	53.55	m
Área ; Força horizontal	Ax	74.97	m ²
Coefficiente emprinico de massa	Cm	3.5	
Coefficiente emprinico arrasto	Cd	2	
Coefficiente emprinico impacto	Cs	6	
Coefficiente emprinico vertical	Cl	1	
comprimento de onda	λ	140.62	m
aceleração - direcção horizontal	a	1.98	m/s ²
aceleração - direcção vertical	a	0.61	m/s ²
Volume ponte	V	310.59	m ³
velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.6	m/s
velocidade máxima - direcção vertical	u	1.5	m/s
altura vigas		1	m

Figura C.24: Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de *Beal1999*.

Força vertical (cálculos):			
Fi	186393	N	
Fd	875050	N	
Fl	437525	N	
Fb	0	N	
força vertical total	1.50E+03	kN	

Força horizontal (cálculos):			
Fi	603907.47	N	
Fd	605354.33	N	
Fs	1816062.98	N	
Força horizontal total	3.03E+03	kN	
Força horizontal SEM Fs	1.21E+03	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 3.94			
H máx calculado 7.09			
H máx calculado AUTOR 6.80			
Profundidade água	h	8.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	6.800	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	14	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	L	30	m
Área ; Força horizontal	Ax	42	m ²
Coefficiente empririco de massa	Cm	3.5	
Coefficiente empririco arrasto	Cd	2	
Coefficiente empririco impacto	Cs	6	
Coefficiente empririco vertical	Cl	1	
comprimento de onda	λ	133.42	m
aceleração - direcção horizontal	a	1.93	m/s ²
aceleração - direcção vertical	a	0.60	m/s ²
Volume ponte	V	174	m ³
velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.7	m/s
velocidade máxima - direcção vertical	u	1.4	m/s
altura vigas		1	m

Figura C.25: Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de *Bea1999*.

Força vertical (cálculos):			
Fi	82234	N	
Fd	170325	N	
Fl	85162	N	
Fb	0	N	
força vertical total	3.38E+02	kN	

Força horizontal (cálculos):			
Fi	266429.76	N	
Fd	265440.11	N	
Fs	796320.33	N	
Força horizontal total	1.33E+03	kN	
Força horizontal SEM Fs	5.32E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.03			
H máx calculado 6.80			
H máx calculado AUTOR 6.00			
Profundidade água	h	7.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	6.000	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	L	15	m
Área ; Força horizontal	Ax	21	m ²
Coefficiente emprínico de massa	Cm	3.5	
Coefficiente emprínico arrasto	Cd	2	
Coefficiente emprínico impacto	Cs	6	
Coefficiente emprínico vertical	Cl	1	
comprimento de onda	λ	125.71	m
aceleração - direcção horizontal	a	1.71	m/s ²
aceleração - direcção vertical	a	0.53	m/s ²
Volume ponte	V	87	m ³
velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.5	m/s
velocidade máxima - direcção vertical	u	1.3	m/s
altura vigas		1	m

Figura C.26: Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de *Bea1999*.

Força vertical (cálculos):			
Fi	106901	N	
Fd	191887	N	
Fl	95944	N	
Fb	0	N	
força vertical total	3.95E+02	kN	

Força horizontal (cálculos):			
Fi	346358.69	N	
Fd	342956.82	N	
Fs	1028870.46	N	
Força horizontal total	1.72E+03	kN	
Força horizontal SEM Fs	6.89E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.14			
H máx calculado 6.00			
H máx calculado AUTOR 5.20			
Profundidade água	h	6.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	5.200	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	7	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	L	22.5	m
Área ; Força horizontal	Ax	31.5	m ²
Coefficiente emprínico de massa	Cm	3.5	
Coefficiente emprínico arrasto	Cd	2	
Coefficiente emprínico impacto	Cs	6	
Coefficiente emprínico vertical	Cl	1	
comprimento de onda	λ	117.39	m
aceleração - direcção horizontal	a	1.48	m/s ²
aceleração - direcção vertical	a	0.46	m/s ²
Volume ponte	V	130.5	m ³
velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.3	m/s
velocidade máxima - direcção vertical	u	1.1	m/s
altura vigas		1	m

Figura C.27: Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de *Beal*1999.

Força vertical (cálculos):		
Fi	35634	N
Fd	91375	N
Fl	45687	N
Fb	0	N
força vertical total	1.73E+02	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fi	115452.90	N
Fd	114318.94	N
Fs	342956.82	N
Força horizontal total	5.73E+02	kN
Força horizontal SEM Fs	2.30E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.14			
H máx calculado 6.00			
H máx calculado AUTOR 5.20			
Profundidade água	h	6.50	m
Altura Onda / Profundidade água		0.800	
Altura Onda máxima	H máx	5.200	m
Largura laje (direcção propagação onda)	W	10	m
Comprimento laje (direcção ortogonal propagação)	L	7.5	m
Área ; Força horizontal	Ax	10.5	m ²
Coefficiente emprinico de massa	Cm	3.5	
Coefficiente emprinico arrasto	Cd	2	
Coefficiente emprinico impacto	Cs	6	
Coefficiente emprinico vertical	Cl	1	
comprimento de onda	λ	117.39	m
aceleração - direcção horizontal	a	1.48	m/s ²
aceleração - direcção vertical	a	0.46	m/s ²
Volume ponte	V	43.5	m ³
velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.3	m/s
velocidade máxima - direcção vertical	u	1.1	m/s
altura vigas		1	m

Figura C.28: Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de *Bea1999*.

Força vertical (cálculos):			
Fi	120612	N	
Fd	183200	N	
Fl	91600	N	
Fb	0	N	
força vertical total	3.95E+02	kN	

Força horizontal (cálculos):			
Fi	390763.65	N	
Fd	384593.50	N	
Fs	1153780.50	N	
Força horizontal total	1.93E+03	kN	
Força horizontal SEM Fs	7.75E+02	kN	

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha			
	simbologia	valor cálculo	Unidades
Hs calculado: 4.29	Profundidade água	h	5.50 m
H máx calculado 5.10	Altura Onda / Profundidade água		0.800
H máx calculado douglass 4.40	Altura Onda máxima	H máx	4.4 m
	Largura laje (direcção propagação onda)	W	7 m
	Comprimento laje (direcção ortogonal propagação	L	30 m
	Área ; Força horizontal	Ax	42 m ²
	Coefficiente emprínico de massa	Cm	3.5
	Coefficiente emprínico arrasto	Cd	2
	Coefficiente emprínico impacto	Cs	6
	Coefficiente emprínico vertical	Ci	1
	comprimento de onda	λ	108.31 m
	aceleração - direcção horizontal	a	1.25 m/s ²
	aceleração - direcção vertical	a	0.39 m/s ²
	Volume ponte	V	174 m ³
	velocidade máxima - direcção horizontal	u	3.0 m/s
	velocidade máxima - direcção vertical	u	0.9 m/s
	altura vigas		1 m

Figura C.29: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de *Beal*1999.

Força vertical (cálculos):		
Fi	74009	N
Fd	91972	N
Fl	45986	N
Fb	0	N
força vertical total	2.12E+02	kN

Força horizontal (cálculos):		
Fi	239786.79	N
Fd	234562.21	N
Fs	703686.64	N
Força horizontal total	1.18E+03	kN
Força horizontal SEM Fs	4.74E+02	kN

Dimensões ponte-cais e condições agitação - Makaha		
	simbologia	valor cálculo
Hs calculado: 4.20	h	4.50
H máx calculado 4.20		0.800
H máx calculado AUTOR 3.60	H máx	3.600
	W	7
	L	22.5
	Ax	31.5
	Cm	3.5
	Cd	2
	Cs	6
	Cl	1
	λ	98.27
	a	1.02
	a	0.32
	V	130.5
	u	2.7
	u	0.8
		1

Figura C.30: Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de *Bea1999*.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck=	45.9	ft
(L) Comprimento deck=	176	ft
(W*) largura viga a viga=	45.9	ft
Espessura deck=	1.3	ft
Av=	8059	sq ft
N=	4	vigas

Profundidade água=	31.15	ft
NMM até baixo viga=	3.93	ft
Altura da viga=	3.3	ft
Altura rail=	0	ft

Cota parte de baixo viga=	11.80	ft
Cota parte de baixo laje=	15.08	ft

Propriedades Ponte:

Tp=	15	seg
Hmáx=	22.79	ft
Comprimento de onda=	461.05	ft
$\eta_{máx}$ =	15.95	ft

W_hat=	150.92	ft
W_hat/W=	3.29	ft
W_hat=	150.92	ft

$$\eta_{máx} - Z_c = 12.02$$

$$\beta = 1.00$$

$$x = 0.0494240$$

$$y = 0.3273381$$

Para lajes vigadas:

b0=	-0.916
b1=	56.11
b2=	0.055
b3=	-192.8289
b4=	-0.00050
b5=	-0.00472
b6=	8.45

db=	4.59	ft
λ =	461.05	ft
Hmáx=	22.79	ft
$\eta_{máx}$ =	15.95	ft
W=	45.90	ft
W*=	45.90	ft
ds=	31.15	ft
Zc=	3.934428	ft
dg=	3.27869	ft
r=	0	ft

TAF:

$$TAF = A_{air} (\% AIR) + B_{air} \leq 1$$

$$A_{air} = 0.005553865$$

$$B_{air} = 0.4656560$$

$$(\eta_{máx} - Z_c)/dg = 3.67 > 1$$

$$\%AIR = 0$$

$$TAF = 0.5$$

CASO I**Força vertical (cálculos):**

FV - máx	10.05268	kip/ft
comprimento ponte	175.6	ft
FV - máx TOTAL	1764.99	kips
FV-MÁX total	7.85E+03	kN

Figura C.31: Cálculo das forças na SECÇÃO 1 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck =	45.9	ft
(L) Comprimento deck =	98	ft
(W*) largura viga a viga =	45.9	ft
Espessura deck =	1.3	ft
Av =	4515	sq ft
N =	4	vigas

Profundidade água =	27.87	ft
NMM até baixo viga =	3.93	ft
Altura da viga =	3.3	ft
Altura rail =	0	ft
Cota parte de baixo viga =	11.80	ft
Cota parte de baixo laje =	15.08	ft

Propriedades Ponte:

Tp =	15	seg
Hmáx =	22.30	ft
Comprimento de onda =	437.44	ft
$\eta_{máx}$ =	15.61	ft
W_hat =	141.53	ft
W_hat/W =	3.08	ft
W_hat =	141.53	ft
$\eta_{máx} - Z_c$ =	11.67	

db =	4.59	ft
λ =	437.44	ft
Hmáx =	22.30	ft
$\eta_{máx}$ =	15.61	ft
W =	45.90	ft
W* =	45.90	ft
ds =	27.87	ft
Zc =	3.934428	ft
dg =	3.27869	ft
r =	0	ft

β = 1.00

TAF:

x = 0.0509669
y = 0.3235294

TAF = Aair (% AIR) + Bair <=1

Aair = 0.005646529
Bair = 0.4539637

Para lajes vigadas:

b0 =	-0.916
b1 =	56.11
b2 =	0.055
b3 =	-192.8289
b4 =	-0.00050
b5 =	-0.00472
b6 =	8.45

$(\eta_{máx} - Z_c)/dg = 3.56 > 1$

%AIR = 0

TAF = 0.5

CASO I

Força vertical (cálculos):		
FV - máx	8.53882	kip/ft
comprimento ponte	98.4	ft
FV - máx TOTAL	839.88	kips
FV-MÁX total	3.74E+03	kN

Figura C.32: Cálculo das forças na SECÇÃO 2 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck=	23.0	ft
(L) Comprimento deck=	49.2	ft
(W*) largura viga a viga=	23.0	ft
Espessura deck=	1.3	ft

Av=	1129	sq ft
N=	2	vigas

Profundidade água=	24.59	ft
NMM até baixo viga=	3.93	ft
Altura da viga=	3.3	ft
Altura rail=	0	ft

Cota parte de baixo viga=	11.80	ft
Cota parte de baixo laje=	15.08	ft

Propriedades Ponte:

TP=	15	seg
Hmáx=	19.67	ft
Comprimento de onda=	412.16	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	13.77	ft

W_hat=	123.65	ft
W_hat/W=	5.39	ft
W_hat=	123.65	ft

$$\eta_{\text{máx}} - Z_c = 9.84$$

$$\beta = 1.00$$

$$x = 0.0477289$$

$$y = 0.3000000$$

Para lajes vigadas:

b0=	-0.916
b1=	56.11
b2=	0.055
b3=	-192.8289
b4=	-0.00050
b5=	-0.00472
b6=	8.45

db=	4.59	ft
λ =	412.16	ft
Hmáx=	19.67	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	13.77	ft
W=	22.95	ft
W*=	22.95	ft
ds=	24.59	ft
Zc=	3.934428	ft
dg=	3.27869	ft
r=	0	ft

TAF:

$$\text{TAF} = \text{Aair} (\% \text{ AIR}) + \text{Bair} \leq 1$$

$$\text{Aair} = 0.0048751$$

$$\text{Bair} = 0.5711356$$

$$(\eta_{\text{máx}} - Z_c)/dg = 3.00$$

$$\% \text{ AIR} = 0$$

$$\text{TAF} = 0.5$$

CASO I

Força vertical (cálculos):		
FV - máx	7.66568	kip/ft
comprimento ponte	49.2	ft
FV - máx TOTAL	377.00	kips
FV-MÁX total	1.68E+03	kN

Figura C.33: Cálculo das forças na SECÇÃO 3 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck=	23.0	ft
(L) Comprimento deck=	74	ft
(W*) largura viga a viga=	23.0	ft
Espessura deck=	1.3	ft
Av=	1693	sq ft
N=	2	vigas

Profundidade água=	21.31	ft
NMM até baixo viga=	3.93	ft
Altura da viga=	3.3	ft
Altura rail=	0	ft
Cota parte de baixo viga=	11.80	ft
Cota parte de baixo laje=	15.08	ft

Propriedades Ponte:

TP=	15	seg
Hmáx=	17.05	ft
Comprimento de onda=	384.89	ft
$\eta_{máx}$ =	11.93	ft
W_hat=	103.62	ft
W_hat/W=	4.52	ft
W_hat=	103.62	ft
$\eta_{máx} - Z_c$ =	8.00	

db=	4.59	ft
λ =	384.89	ft
Hmáx=	17.05	ft
$\eta_{máx}$ =	11.93	ft
W=	22.95	ft
W*=	22.95	ft
ds=	21.31	ft
Zc=	3.934428	ft
dg=	3.27869	ft
r=	0	ft

$$\beta = 1.00$$

$$x = 0.0442968$$

$$y = 0.2692308$$

Para lajes vigadas:

b0=	-0.916
b1=	56.11
b2=	0.055
b3=	-192.8289
b4=	-0.00050
b5=	-0.00472
b6=	8.45

TAF:

$$TAF = Aair (\% AIR) + Bair \leq 1$$

$$Aair = 0.005116348$$

$$Bair = 0.5378877$$

$$(\eta_{máx} - Z_c)/dg = 2.44$$

$$\%AIR = 0$$

$$TAF = 0.5$$

CASO I

Força vertical (cálculos):

FV - máx	6.39280	kip/ft
comprimento ponte	73.8	ft
FV - máx TOTAL	471.60	kips
FV-MÁX total	2.10E+03	kN

Figura C.34: Cálculo das forças na SECÇÃO 4 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck =	32.8	ft
(L) Comprimento deck =	25	ft
(W*) largura viga a viga =	32.8	ft
Espessura deck =	1.3	ft

Av =	806	sq ft
N =	3	vigas

Profundidade água =	21.31	ft
distancia NMM até baixo viga =	3.93	ft
Altura da viga =	3.3	ft
Altura rail =	0	ft

Cota parte de baixo viga =	11.80	ft
Cota parte de baixo laje =	15.08	ft

Propriedades Ponte:

TP =	15	seg
Hmáx =	17.05	ft
Comprimento de onda =	355.11	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	11.93	ft

W_hat =	95.61	ft
W_hat/W =	2.92	ft
W_hat =	95.61	ft

$$\eta_{\text{máx}} - Z_c = 8.00$$

$$\beta = 1.00$$

$$x = 0.0480103$$

$$y = 0.2692308$$

Para lajes vigadas:

b0 =	-0.916
b1 =	56.11
b2 =	0.055
b3 =	-192.8289
b4 =	-0.00050
b5 =	-0.00472
b6 =	8.45

db =	4.59	ft
λ =	355.11	ft
Hmáx =	17.05	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	11.93	ft
W =	32.79	ft
W* =	32.79	ft
ds =	21.31	ft
Zc =	3.934428	ft
dg =	3.27869	ft
r =	0	ft

TAF:

$$\text{TAF} = \text{Aair} (\% \text{ AIR}) + \text{Bair} \leq 1$$

$$\text{Aair} = 0.005728399$$

$$\text{Bair} = 0.4509997$$

$$(\eta_{\text{máx}} - Z_c)/dg = 2.44 > 1$$

$$\% \text{AIR} = 0$$

$$\text{TAF} = 0.5$$

CASO I

Força vertical (cálculos):		
FV - máx	5.45326	kip/ft
comprimento ponte	24.6	ft
FV - máx TOTAL	134.10	kips
FV-MÁX total	5.96E+02	kN

Figura C.35: Cálculo das forças na SECÇÃO 5 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck =	23.0	ft
(L) Comprimento deck =	98	ft
(W*) largura viga a viga =	23.0	ft
Espessura deck =	1.3	ft

Av =	2257	sq ft
N =	2	vigas

Profundidade água =	18.03	ft
distancia NMM até baixo viga =	3.93	ft
Altura da viga =	3.3	ft
Altura rail =	0	ft

Cota parte de baixo viga =	11.80	ft
Cota parte de baixo laje =	15.08	ft

Tip =	15	seg
Hmáx =	14.43	ft
Comprimento de onda =	355.11	ft
ηmáx =	10.10	ft

W_hat =	80.71	ft
W_hat/W =	3.52	ft
W_hat =	80.71	ft

ηmáx - Zc =	6.16	
-------------	------	--

β =	1.00	
-----	------	--

x =	0.0406241	
y =	0.2272727	

Para lajes vigadas:

b0 =	-0.916
b1 =	56.11
b2 =	0.055
b3 =	-192.8289
b4 =	-0.00050
b5 =	-0.00472
b6 =	8.45

db =	4.59	ft
λ =	355.11	ft
Hmáx =	14.43	ft
ηmáx =	10.10	ft
W =	22.95	ft
W* =	22.95	ft
ds =	18.03	ft
Zc =	3.934428	ft
dg =	3.27869	ft
r =	0	ft

TAF:

TAF= Air (% AIR) + Bair <=1

Aair= 0.00541733

Bair= 0.4993378

(ηmáx - Zc)/dg = 1.88 >1

%AIR= 0

TAF= 0.5

CASO I

Força vertical (cálculos):		
FV - máx	4.25069	kip/ft
comprimento ponte	98.4	ft
FV - máx TOTAL	418.10	kips
FV-MÁX total	1.86E+03	kN

Figura C.36: Cálculo das forças na SECÇÃO 6 com a fórmula de AASHTO.

Propriedades Ponte:

(W) Largura deck =	23.0	ft
(L) Comprimento deck =	74	ft
(W*) largura viga a viga =	23.0	ft
Espessura deck =	1.3	ft

Profundidade água =	14.75	ft
distancia NMM até baixo viga =	3.93	ft
Altura da viga =	3.3	ft
Altura rail =	0	ft

Av =	1693	sq ft
N =	2	vigas

Cota parte de baixo viga =	11.80	ft
Cota parte de baixo laje =	15.08	ft

Propriedades Ponte:

TP =	15	seg
Hmáx =	11.80	ft
Comprimento de onda =	322.20	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	8.26	ft

db =	4.59	ft
λ =	322.20	ft
Hmáx =	11.80	ft
$\eta_{\text{máx}}$ =	8.26	ft
W =	22.95	ft
W* =	22.95	ft
ds =	14.75	ft
Zc =	3.934428	ft
dg =	3.27869	ft
r =	0	ft

W_hat =	53.70	ft
W_hat/W =	2.34	
W_hat =	53.70	ft

$$\eta_{\text{máx}} - Zc = 4.33$$

$$\beta = 0.94$$

$$x = 0.0366338$$

$$y = 0.1666667$$

Para lajes vigadas:

b0 =	-0.916
b1 =	56.11
b2 =	0.055
b3 =	-192.8289
b4 =	-0.00050
b5 =	-0.00472
b6 =	8.45

TAF:

$$\text{TAF} = \text{Aair (\% AIR)} + \text{Bair} \leq 1$$

$$\text{Aair} = 0.005806315$$

$$\text{Bair} = 0.4538613$$

$$(\eta_{\text{máx}} - Zc)/dg = 1.32 > 1$$

$$\% \text{AIR} = 0$$

$$\text{TAF} = 0.5$$

CASO I

Força vertical (cálculos):		
FV - máx	2.26084	kip/ft
comprimento ponte	73.8	ft
FV - máx TOTAL	166.78	kips
FV-MÁX total	7.42E+02	kN

Figura C.37: Cálculo das forças na SECÇÃO 7 com a fórmula de AASHTO.